



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

USO DE GEOMATERIALES PARA REFORZAMIENTO DE SUELOS

Director: Ing. Jaime Bojorque I., PhD

Monografía de grado
previa a la obtención
del título de
Ingeniera Civil

Autor: Jéssica Tatiana Chacón Jimbo

Cuenca, septiembre de 2012



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

RESUMEN

La presente monografía analiza el uso de geomateriales para el reforzamiento de los suelos, los suelos de manera similar que el concreto son buenos trabajando a compresión pero no lo son cuando se trata de absorber los esfuerzos de tracción, es por ello que los geomateriales, llamados así a los geosintéticos (geotextiles, geomembranas y geomallas) y tiras metálicas, se utilizan como refuerzo en las estructuras de tierra armada, los mismos que son colocados en el interior de los suelos y son los encargados de absorber los esfuerzos de tracción generados, el principio de la estabilidad de las estructuras de tierra armada se base en la fricción que se produce entre el suelo y el elemento de refuerzo.

En ésta investigación se establece además una guía de diseño de estructuras reforzadas, en la cual se incluyen los criterios para su cálculo y procedimientos de diseño, las estructuras analizadas son: muros de retención, cimentaciones superficiales, taludes y terraplenes.

También se presenta una recopilación de las propiedades, características, funciones y usos de los geomateriales que se utilizan y que se distribuyen en el medio local para aplicaciones en el campo de la ingeniería.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. ANTECEDENTES, ALCANCE, JUSTIFICACIÓN DEL TEMA	9
2. OBJETIVOS DE LOS ESTUDIOS	9
2.1. Objetivo General	9
2.2. Objetivos Específicos	10
3. METODOLOGÍA DE TRABAJO	10
4. MATERIALES	10
4.1. Geosintéticos	11
4.1.1. Geomallas	11
4.1.2. Geomembranas	14
4.1.3. Geotextiles	18
4.2. Tiras metálicas o flejes	24
4.2.1. Propiedades	25



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

5. TIEMPO DE VIDA DE SERVICIO DE LAS ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO	28
6. MUROS DE RETENCIÓN MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS	29
6.1. Principio	29
6.2. Muros con armadura inextensible	32
6.2.1. Muros de retención con refuerzo de tiras metálicas	32
6.2.2. Análisis de Diseño	33
6.2.3. consideraciones de diseño [10]	34
6.2.4. Procedimiento de diseño [10]	41
6.2.5. ejemplo de aplicación	45
6.2.6. Deformaciones de servicio	47
6.2.7. Disposiciones prácticas [2]	49
6.3. Muros con armadura extensible	52
6.3.1. Muros de retención con refuerzo de geotextil	54
6.3.2. Muros de retención con refuerzo de geomallas	54
6.3.3. Procedimiento de diseño [10]	55
6.3.4. Ejemplo de aplicación	57
6.3.5. Materiales para relleno	59
6.3.6. Puesta en obra	59
7. TALUDES Y TERRAPLENES	60
7.1. Taludes y Terraplenes de suelo reforzado	60
7.2. Refuerzo	65
7.2.1. Refuerzo secundario	65
7.3. Análisis y Diseño	65
7.3.1. Analisis de eSTABILIDAD PARA TALUDES Y TERRAPLES	66
7.3.2. Procedimiento de diseño [13]	67
7.3.3. Ejemplo de diseño	73
8. CIMENTACIONES SUPERFICIALES	77
8.1. Capacidad de carga de cimentaciones SUPERFICIALES	78
8.1.1. Factor de seguridad	82



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

8.2.	Cimentaciones SUPERFICIALES SOBRE suelo reforzado	82
8.2.1.	Cimentaciones sobre arena con refuerzo geotextil.....	82
8.2.2.	Cimentaciones sobre arcilla saturada ($\varphi = 0$) con refuerzo geotextil	82
8.2.3.	Cimentaciones sobre arena con refuerzo de geomallas	84
8.2.4.	Cimentaciones corridas sobre arcilla saturada ($\varphi = 0$) con refuerzo de geomallas	87
8.3.	Cimentación corrida sobre suelo granular reforzado con tiras metálicas [10]	87
8.3.1.	Modo de falla	87
8.3.2.	Localización de la superficie de falla	89
8.3.3.	Fuerza inducida en los tirantes de refuerzo	90
8.3.4.	Factor de seguridad para tirantes contra ruptura y zafadura	94
8.4.	Diseño para cimentaciones corridas sobre tierra armada	97
8.5.	Asentamientos permisibles	99
9.	CONCLUSIONES y recomendaciones	101
10.	BIBLIOGRAFIA.....	105
11.	ANEXOS	107
11.1.	Anexo 1. ESPECIFICACIONES Técnicas gEOMALLAS	107
11.2.	aNEXO 2. ESPECIFICACIONES Técnicas Geomembranas PERMAX PVC	110
11.3.	Anexo 3. Especificaciones técnicas de Geotextiles	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Guía de Resistencia química. Geomembranas de PVC.....	16
Tabla 2.	Hoja Técnica. Geomembranas PERMAX HDPE.....	17
Tabla 3.	Criterios de asentamiento admisibles. Reglamento de construcción de la Unión Soviética 1955.	101



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Geomallas extruidas. Superior: Uniaxial, Inferior Biaxial [19].....	12
Figura 2. Sustitución de filtro granular por Geotextil [20].....	18
Figura 3. Sustitución de una sección transversal de una estructura de pavimento con geotextil [5].	21
Figura 4. Refuerzo de suelo con tiras de acero [10 y 11]	25
Figura 5. Ensayos para la determinación del rozamiento suelo-armadura [2].....	27
Figura 6. Influencia de la textura superficial de las armaduras en el coeficiente aparente de rozamiento [2].....	27
Figura 7. Mecanismo fundamental de la tierra armada. Analogía con una viga de celosía [11].	30
Figura 8. Activación del rozamiento en una armadura o fleje [11]......	30
Figura 9. Líneas de tracción máxima [11].	31
Figura 10. Muro de retención de tierra reforzado [10].	35
Figura 11. Análisis de un muro de retención de tierra reforzado. Esfuerzos verticales [10].	37
Figura 12. (a) Notación para la relación de $\sigma_v(2)$. (b) Notación para la relación $\sigma_a(2)$	38
Figura 13. Revisiones de estabilidad externa [10]......	42
Figura 14. Revisión de la estabilidad externa del muro de retención [10].	43
Figura 15. Macizo construido en dos etapas separadas. Retranqueo de los paramentos [2].	48
Figura 16. Juntas verticales en los paramentos de placas de hormigón. Cubrejuntas [2].	49
Figura 17. Protección contra la escorrentía [2]......	50
Figura 18. Ejemplo de protección contra la escorrentía debajo de la calzada [2]....	51
Figura 19. Drenaje de los muros [2].	51
Figura 20. Mecanismos de interacción en un muro de suelo reforzado con geosintético [12].	53
Figura 21. Muro de retención con refuerzo geotextil [10].	54
Figura 22. Diagramas típicos de muros de retención con refuerzo de geomallas: (a) muro con geomallas todo alrededor; (b) muro con fachada de gaviones; (c) muro con fachada de paneles de concreto [10].	55
Figura 23. Talud o terraplén de suelo reforzado sobre suelo firme [15].	62
Figura 24. Terraplén sobre suelo blando [15]......	64
Figura 25. Esquema del terraplén [13].	67
Figura 26. Esquema de superficie de falla [13].	69
Figura 27. Diagrama de resultados del ejercicio. GEOSLOPE.....	75
Figura 28. Esquema de una cimentación rígida corrida [10].	77



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Figura 29. Cimentaciones superficiales [10].....	78
Figura 30. Falla general por cortante [17].	79
Figura 31. Falla local por corte del suelo [17].....	79
Figura 32. Falla de cortante por punzonamiento [17].	80
Figura 33. Modos de falla en cimentaciones sobre arena (Vesic, 1973) [17].	80
Figura 34. Prueba de capacidad de carga de una cimentación cuadrada sobre arena suelta con refuerzo geotextil: N= número de capas de refuerzo (basado en los resultados de prueba en modelo de Guido y otros, 1985) [10].....	83
Figura 35. Prueba de capacidad de carga de una Zapata corrida sobre arcilla saturada con refuerzo geotextil; N= número de capas de refuerzo (basado en los resultados de Sakti y Das 1987) [10].....	84
Figura 36. Cimentación rectangular sobre arena con refuerzo de geomallas [10].	85
Figura 37. Forma general de las curvas carga-asentamiento para suelo reforzado con geomallas que soportan una cimentación.	86
Figura 38. Modos de falla por capacidad de carga en tierra armada (según Binquet y Lee, 1975) [10].	88
Figura 39. Falla del refuerzo por fluencia [18].	88
Figura 40. Mecanismo de falla bajo una cimentación soportada por tierra armada [10].	89
Figura 41. Cimentación de suelo no reforzado [10].....	91
Figura 42. Cimentación de suelo reforzado (una capa de refuerzo) [10].....	92
Figura 43. Variación de A_1 y A_2 con z/B [10].	93
Figura 44. Cimentación sobre suelo reforzado (N capas de refuerzo) [10].	94
Figura 45. Esquema para la obtención de la ecuación de la fuerza de fricción por longitud unitaria de la cimentación [10].	96
Figura 46. Variación de L_0/B con z/B [10].....	96
Figura 47. Parámetros para la definición del asentamiento tolerable (Wahls, 1981)	100



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Jéssica Tatiana Chacón Jimbo, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Jéssica Tatiana Chacón Jimbo, certifica que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.



Jéssica Tatiana Chacón Jimbo
1900566231



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

AGRADECIMIENTO

A Dios por todas las bendiciones concedidas, por haberme guiado siempre y hasta ahora que cumpla una etapa importante de mi vida.

A mis padres Efraín y Romelia, quienes me han formado, motivado y apoyado toda la vida, gracias por haberme hecho crecer como persona, por su amor, paciencia, consejos y apoyo incondicional.

A mis hermanos Ayda, Glenda, Jonathan, Carlos y Cristian quienes me han brindado su ejemplo, su cariño y me apoyado en todo momento.

A mis profesores a quienes les debo gran parte de mis conocimientos.

A la Universidad de Cuenca, prestigiosa universidad que me preparó.

A mis compañeros y amigos por formar parte importante de mi vida profesional, a quienes agradezco su amistad, consejos, apoyo, ánimo y compañía, durante todos estos años.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

USO DE GEOMATERIALES PARA REFORZAMIENTO DE SUELOS

1. ANTECEDENTES, ALCANCE, JUSTIFICACIÓN DEL TEMA

En muchos casos las propiedades geomecánicas de los suelos no satisfacen las características que se desean para las diferentes solicitaciones, por esta razón estos suelos requieren un reforzamiento que implican modificar sus condiciones para obtener las deseadas. Los suelos a semejanza del concreto son buenos trabajando a compresión pero no lo son cuando se trata de absorber los esfuerzos a tracción, por ello se busca combinar los suelos con elementos que absorban dichos esfuerzos.

El reforzamiento de los suelos está basado en la colocación de elementos resistentes situados en el interior del suelo formando una estructura que le proporciona la estabilidad necesaria [1].

En la antigüedad se han empleado materiales naturales como pieles de animales o fibras vegetales dentro de los suelos para reforzarlos. La aparición de las técnicas de suelo reforzado se inicia en la década de los 60 con la utilización de textiles en el campo de la ingeniería, y fue hasta los años 70 que se inició con la fabricación y aplicación de los materiales textiles justamente para este fin. Durante las últimas décadas, los fabricantes de productos geosintéticos han invertido en el desarrollo de nuevos productos, es así que se desarrollan sistemas de refuerzo mediante geomallas, georedes, geoceldas y geotextiles [1].

Entonces, considerando la importancia y la aplicabilidad de este tema en el campo de la ingeniería como una alternativa adicional para solución de los problemas de estabilidad de suelo, se ha considerado desarrollar la presente investigación que busca establecer una metodología de diseño para el reforzamiento de suelos que garantice la estabilidad, aquí se exponen algunas de las técnicas de construcción que utilizan geosintéticos, y tiras metálicas, todo esto enfocado a estructuras como muros de contención, cimentaciones superficiales, taludes y terraplenes

2. OBJETIVOS DE LOS ESTUDIOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar el uso de geomateriales para el reforzamiento de los suelos, así como también indicar los criterios para el cálculo y diseño de estas estructuras, regulando su uso en condiciones seguras, durables y económicas.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Investigar las características de los geomateriales o materiales que se distribuyen en el medio y que son utilizados para reforzamiento de suelos y establecer sus usos en el campo de la ingeniería aplicada.
- Establecer una guía útil que proporcione información acerca del diseño de suelos reforzados que garanticen la estabilidad de estructuras como son muros de contención, cimentaciones superficiales, taludes y terraplenes.
- Presentar procedimientos de diseño con reforzamiento de suelo para las estructuras antes mencionadas.

3. METODOLOGÍA DE TRABAJO

La monografía se realizará en torno a una investigación, primeramente de las propiedades de los geomateriales, entendiéndose como geomateriales aquellos elementos que se usan para obtener de los materiales geológicos (minerales, rocas y sedimentos) y sus derivados un mayor desempeño, estos geomateriales pudieran ser geosintéticos o tiras metálicas; posteriormente establecer el uso de éstos de acuerdo a las necesidades y su aplicabilidad en el campo de la ingeniería. Además, la investigación presentará consideraciones y procedimientos de diseño para armar o reforzar el suelo.

4. MATERIALES.

Los muros, terraplenes y cimentaciones de suelos reforzados son el producto de la acumulación de material de tipo friccional (relleno), compactado adecuadamente, y la colocación del refuerzo de acuerdo al método que se vaya a emplear; en esta investigación este refuerzo hace referencia a geosintéticos y tiras metálicas.

Para un buen aprovechamiento del refuerzo se recomienda que el relleno sea de grano grueso, que se caracteriza por las altas propiedades de fricción, con el fin de evitar o limitar el deslizamiento entre ambos suelo y refuerzo, el ángulo de fricción interno, para el caso de obras en seco y suponiendo que la compactación se realiza adecuadamente, sea mínimo de 36° [2]. La textura de la superficie del refuerzo también debe ser lo más áspera posible por razones similares.

Para que se pueda realizar el diseño de armado apropiado de un suelo se debe conocer todos los parámetros básicos que lo caracterizan que, dependiendo del tipo de suelo estos pudieran ser el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión tanto del suelo retenido detrás de la estructura a reforzar como del suelo que se encuentra subyacente a ésta.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Conocer las propiedades del suelo detrás de la estructura que se pretende armar, permite determinar la distribución de presión lateral activa que se considera para el diseño.

Además de las propiedades básicas del suelo a reforzar, se deben conocer las características de los elementos que se utilizarán para reforzarlo, que son de diversos tipos, de acuerdo a la alternativa de solución que se plantee; hablando de geosintéticos, existen en el mercado diversos productos que compiten entre si para dar la mejor solución al proyecto, estos son los geotextiles, geomembranas y geomallas.

4.1. GEOSINTÉTICOS

Los geosintéticos son tejidos hechos de plástico, principalmente polímeros, aunque a veces se emplea hule, fibras de vidrio u otros materiales de origen sintético, los cuales se incorporan en el suelo para mejorar ciertas características geotécnicas [3].

Entre las funciones que desempeñan los materiales geosintéticos se pueden agrupar las siguientes:

- a) Separación de materiales
- b) Refuerzo de suelos
- c) Filtración
- d) Drenaje dentro de masas de suelos
- e) Barrera para movimiento de humedad

Dentro de los geosintéticos que comúnmente se usan para reforzar los suelos se pueden describir a continuación las geomallas, geomembranas y los geotextiles.

4.1.1. GEOMALLAS

Las geomallas son estructuras bidimensionales elaboradas a base de polímeros, que consisten en una red regular de tiras o costillas conectadas de forma integrada por extrusión¹, con aberturas de suficiente tamaño para permitir la trabazón con las partículas del suelo o suelo circundante, los materiales principales que se usan para su fabricación son el poliéster, el polipropileno y polietileno, los mismos que se fabrican de tal forma que tengan una configuración bastante abierta.

¹ La **extrusión de polímeros** es un proceso industrial mecánico, en donde se realiza una acción de prensado, moldeado del plástico, que por flujo continuo con presión y empuje, se lo hace pasar por un molde encargado de darle la forma deseada.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

El proceso de fabricación consiste en la obtención de una lámina gruesa del polímero, la que es perforada siguiendo un patrón regular, luego, en un proceso de temperatura controlada la lámina es elongada en la dirección principal [4].

Las geomallas son estrechadas en una o dos direcciones para mejorar sus propiedades físicas estas se clasifican en geomallas extruidas uniaxiales y geomallas extruidas biaxiales. En la Figura 1 se muestra los dos tipos de geomalla.



Figura 1. Geomallas extruidas. Superior: Uniaxial, Inferior Biaxial [19]

Las geomallas le brindan cierta rigidez al suelo al reforzarlo ya que el efecto de anclaje al suelo es mejor. Pero su principal desventaja radica en el material constitutivo, ya que la malla es propensa a la descomposición y corrosión.

❖ Tipos

Las geomallas tienen dos tipos según su aplicación de uso en los proyectos de ingeniería:

1. **Geomallas mono-orientadas o uniaxiales.** Este tipo de geomalla posee resistencia a la tensión únicamente en el sentido de fabricación. Su estructura es fuertemente alargada formando elipses alargadas, estas geomallas se aplican en situaciones donde la dirección de los esfuerzos principales mayores es conocida [4].
2. **Geomallas bi-orientadas o biaxiales.** Son estructuras bidimensionales de polipropileno químicamente inertes con características uniformes y homogéneas dando lugar a una estructura de una sola pieza con distribución uniforme de espacios rectangulares, de alta resistencia a la tracción en sus



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

dos direcciones y de alto módulo de elasticidad, además, permite una óptima trabazón con el suelo. Este tipo de geomalla se compone de elementos y nudos rígidos que permiten un gran confinamiento y se usan generalmente en la estabilización de suelos blandos. Poseen resistencia a la tensión en el sentido de su fabricación y también en el sentido transversal al anterior.

Las geomallas bi-orientadas son efectivas para reforzar suelos granulares y pavimentos rígidos y flexibles [3].

❖ Propiedades

Las propiedades requerida de la geomalla para el refuerzo de cimentaciones deben estar en función de la gradación del material granular, de las condiciones geomecánicas del suelo de fundación y de las cargas aplicadas.

Las geomallas funcionan mediante mecanismos de interacción con el suelo y los agregados, que les permite tomar parte de los esfuerzos inducidos durante la construcción.

De la consulta realizada a I&G (INGENIERIA Y GESINTETICOS) [19], se obtuvo las hojas técnicas de geomallas que son distribuidas a nivel local por I&G; las mismas que están anexadas al final de este documento como Anexo 1.

❖ Usos

Son elementos estructurales que se utilizan para distribuir la carga que transmiten terraplenes, cimentaciones y pavimentos, así como cargas vivas, sobre terrenos de baja capacidad portante, o bien como elementos de refuerzo a la tensión unidireccional, en muros de contención y taludes reforzados que se construyen por el método de suelo reforzado, además permiten la construcción de ellos con cara vegetada o con cara de bloques de concreto.

Entre las aplicaciones de las geomallas en el campo de la ingeniería tenemos las siguientes [4]:

- **Estabilización de suelos de subrasante y capas granulares con geomallas.** Las geomallas son utilizadas como elemento de refuerzo dado que:
 - Restringen el desplazamiento del material granular ante la aplicación de la carga.
 - Mejoran la distribución de esfuerzo vertical.
 - Permiten la construcción de pavimentos sobre subrasantes blandas compresibles.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- **Muros de contención, taludes de alta pendiente y terraplenes en suelo mecánicamente estabilizado.**

El geosintético actúa como un anclaje que soporta la cara del talud debido a la interacción de éste con el material granular.

- **Pavimentación y rehabilitación de pavimentos**

Las geomallas funcionan como elementos de refuerzo en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico, en forma similar a lo que sucede con el acero de refuerzo en una losa de concreto hidráulico.

- Absorben y distribuyen los esfuerzos de tracción que ocurren en el plano inferior de la carpeta asfáltica.
- Aumentan la capacidad de soportar cargas dinámicas.
- Retardan la aparición de grietas asociadas a discontinuidades en la superficie de pavimento existente.
- Extienden los intervalos entre mantenimientos periódicos.

4.1.2. GEOMEMBRANAS

Son tejidos poliméricos realmente impermeables, que por lo general se fabrican en capas flexibles y continuas. Están compuestas por membranas de baja permeabilidad, y pueden conformarse con **polietileno** de alta densidad (material resistente ante la acción química y alcanza mayor durabilidad frente a las condiciones ambientales) o **PVC**, siendo estas últimas más caras que las de polietileno. Además, las geomembranas se fabrican reforzadas y no reforzadas en diversos espesores y de acuerdo al requerimiento [3].

Las principales características de las geomembranas son:

- Alta durabilidad
- Resistencia a la acción de la mayoría de los líquidos peligrosos debido a su alta resistencia química.
- Resistencia a la radiación ultravioleta.

❖ Tipos

Se realizó la visita a la industria PLASTIAZUY, ubicada en Cuenca vía Ocho León km. 2 1/2 (sector Patamarca), en donde se pudo obtener la información mayormente de geomembranas que son fabricadas en esta industria.

La información que se obtuvo es la descrita a continuación:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- **Geomembranas de PVC**

Como revestimiento, la geomembrana PERMAX es un material evolucionado, en PLASTIAZUAY, se emplea la tecnología que consiste en un sistema de calandrado, lo que permite obtener mejor calidad de geomembranas de PVC.

Entre las características de que goza este tipo de geomembrana se tienen las siguientes:

Facilidad de sellado, instalación y reparación:

El sistema de geomembrana puede ser fácilmente sellado vía electrosellado o por vulcanizado químico. Provee además una extensa simplicidad en su instalación la que va respaldada por la característica del material para ser reparado en cualquier momento por simple parchado.

Alta resistencia mecánica y química:

Su gran flexibilidad y elongación son características que permiten adaptarse a cualquier forma de terreno, disminuyendo el tiempo de instalación y garantizando la calidad de sellado.

La resistencia química y UV permiten a PERMAX que sea durable y goce de incomparables características en el campo de la ingeniería.

Son más económicas que las de polietileno debido a la facilidad de su transporte, a la rapidez en su instalación y gran duración.

La guía de resistencia química que tienen las geomembranas de PVC se indica en la tabla 1.

Las hojas técnicas de las diferentes geomembranas de PVC de acuerdo a su espesor se encuentran al final del documento como Anexo 2, las mismas que fueron facilitadas por el Jefe de Proyectos de PLASTIAZUAY, Sr. Jorge Figueroa.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

GUÍA DE RESISTENCIA QUÍMICA			
COMPUESTO QUÍMICO	PERMAX PVC	COMPUESTO QUÍMICO	PERMAX PVC
ACEITE	2	METIL ETIL CETONA	4
ACEITE DE PALMA	3	TETRAHIDROFURANO	4
ACIDO CLORHIDRICO	3	PARAFINA	1
ACIDO SULFURICO, 30%	1	ACIDO ACETICO	3
ACIDO SULFURICO, 97%	3	ACETONA	4
ACIDO NITRICO CONCENTRADO	1	CLORURO DE AMONIO	1
ACEITE COMBUSTIBLE PARA MOTOR (ACPM)	1	ASFALTO	1
CRUDO DE CASTILLA	1	CARBONATO CALCICO	1
FORMALDEHIDO, 37%	1	AGUA CARBONATADA	2
GASOLINA	1	CLORURO DE COBRE	1
HIPOCLORITO DE SODIO	1	ETANO	4
ISOPROPANOL	3	ETILENGLICOL	2
METANOL	2	GLICERINA	1
NAFTA	1	ACEITE DE CASTOR	3
SANGRE ANIMAL	1	SILICONA	1
SODA CAUSTICA, 50%	1	SOLUCIONES JABONOSAS	1
SULFATO FERROSO	1	BICARBONATO DE SODIO	1
DIOXIDO DE CARBONO	1	TOLUENO	4
DETERGENTE	1	XILENO	4
		PETROLEO CRUDO	1
FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas de PVC)			

EQUIVALENCIAS	1 Ningún efecto	➡	EXLENTE
	2 Efecto menor	➡	BUENO
	3 Efecto moderado	➡	REGULAR
	4 Efecto severo	➡	NO RECOMENDADO

Tabla 1. Guía de Resistencia química. Geomembranas de PVC

• **Geomembranas de Polietileno**

Las Geomembranas PERMAX HDPE de Polietileno tienen un uso generalizado para la impermeabilización de canales presas, embalses, estanques de contención y elemento fundamental para rellenos sanitarios.

El polietileno es un material termoplástico de buenas condiciones mecánicas, alta aislación eléctrica, no absorbe la humedad.

Las geomembranas PERMAX de Polietileno son fabricadas con resinas vírgenes de polietileno garantizando sus propiedades físicas y mecánicas.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

❖ Propiedades

La tabla 2 indica los valores de las propiedades de las Geomembranas PERMAX HDPE de polietileno para los distintos espesores que ofrece PLASTIAZUAY:

PROPIEDADES	NORMA ASTM	UNIDADES DE MEDIDA	VALORES ESPECIFICOS \pm 4%				
			Espesor 0.50 mm	Espesor 0.75 mm	Espesor 1.0 mm	Espesor 1.50 mm	Espesor 2.0 mm
Tensión en punto de estiramiento	D638	KN/M	6.7	10	14.3	22	30.5
Elongación a la ruptura	D638	%	530	800	850	900	950
Resistencia a la tracción	D882	MPa	16	25	30	39	47
Resistencia al rasgado	D1004	N	60	90	126	170	220
Resistencia al punzonamiento	D4833	N	140	220	320	450	600
Densidad Geomembrana	D792	g/cm ³	0.945	0.945	0.945	0.945	0.945
Dispersión Masterbatch	D5596	A1-A2	<=3	<=4	<=4	<=4	<=4
Estabilidad Dimensional	D1204	%	\pm 2	\pm 2	\pm 2	\pm 2	\pm 2
Absorción Agua	ISO 62	%	<=0.0	<=0.1	<=0.1	<=0.1	<=0.1
Cantidad de negro de humo	D4218	%	1.5	2.5	2.5	2.5	2.5

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas de Polietileno)

Tabla 2. Hoja Técnica. Geomembranas PERMAX HDPE.

❖ Usos

Las geomembranas se usan como barreras para líquidos o vapores, ya que están compuestas por membranas de baja permeabilidad; sirven para la contención de desechos líquidos (potables, sanitarios o peligrosos), productos industriales en celdas, fosas y lagunas.

Los principales campos de aplicación, están relacionados con obras para la protección del medio ambiente, rellenos sanitarios, piscinas para tratamiento de lodos, lagunas de oxidación, recubrimiento de canales, minería, acuicultura y recubrimiento de tanques, sin dejar a un lado aplicaciones en el campo de la geotecnia y la hidráulica.

Este material como reforzamiento de suelos forma estructuras como.

- Estribos de puentes
- Muros pantalla o muros de contención
- Terraplenes

También se usa para armar estructuras temporales para desvíos de carreteras, diques de manejo y contención de aguas en ríos y lagos, estructuras de contención de escombreras o rellenos sanitarios, presas y ataguías y depósitos para almacenamientos o confinamiento de materiales.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

4.1.3. GEOTEXTILES

Es un material textil permeable confeccionado por fibras sintéticas, usado como parte integral de los suelos y cimentaciones en aplicaciones relacionadas a proyectos de ingeniería ya que se fabrican con propiedades hidráulicas específicas y de retención de tierra. Están fabricados con polímeros sintéticos como el polietileno, el poliéster, el polipropileno y el nylon; es decir, en su fabricación no se emplean fibras naturales, ya que estas suelen ser biodegradables. Las fibras pueden ser tejidas, adheridas o simplemente anudadas y entrelazadas [3].

Los geotextiles se han utilizado desde principios de 1970 por los ingenieros civiles para varias funciones importantes en estructuras de suelos. Las funciones más importantes que cumplen los geotextiles según [6] son:

- a) **Separación.** La separación impide el contacto entre dos superficies de distintas propiedades físicas, lo cual evita su mezcla y contaminación aunque permite el flujo libre de líquidos filtrándolos a través del geotextil.
- b) **Filtración.** La filtración es la propiedad de retención de un material de ciertas partículas sometidas a fuerzas hidrodinámicas, es decir, previene que los finos migren hacia la capa adyacente y al mismo tiempo permite el paso del agua para disipar presiones hidrostáticas. La función de filtro debe garantizar su estabilidad hidráulica. La Figura 2 indica un sistema de filtro que se sustituye con geotextil.

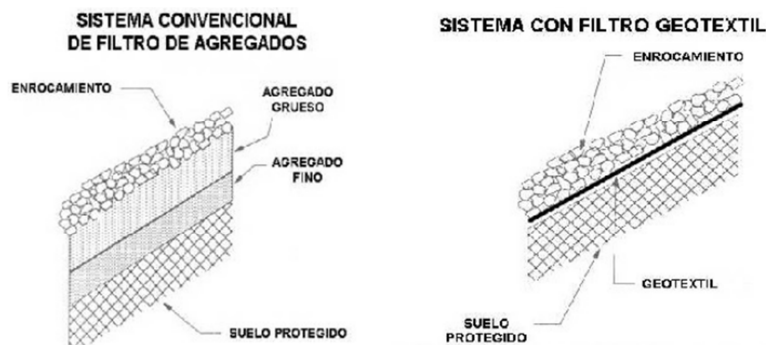


Figura 2. Sustitución de filtro granular por Geotextil [20]

Los geotextiles superan las desventajas de los filtros de arena debido a que funcionan como capas filtrantes y son de fácil instalación sobre taludes.

- c) **Drenaje.** El drenaje es el proceso mediante el cual se realiza el paso de un lugar a otro de un fluido (líquido o gas), evacuándolo. De esta manera se



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

efectúa la eliminación por evacuación en el espesor del geotextil sin producir el lavado de finos.

- d) **Refuerzo.** El refuerzo con geotextil se consigue por las propiedades que algunos de los geotextiles poseen (esta función aprovecha su comportamiento a tracción), mejorando sus propiedades mecánicas y disminuyendo el nivel de cargas sobre el terreno porque realiza un trabajo de homogeneizar las cargas sobre una superficie extensa.

Se consideran dos tipos de refuerzos:

1. Refuerzo a tracción.
2. Estabilización del suelo mediante confinamiento de partículas.

- e) **Protección.** La función de protección permite que el sistema geotécnico no se deteriore. El geotextil actúa protegiendo geomembranas; de modo que impide que se produzcan daños mecánicos de abrasión o punzonamiento.

❖ Tipos

Los tipos de geotextiles según clasificación de PAVCO [5], (Compañía líder en Colombia en la producción y comercialización de Geosintéticos para obras de ingeniería) son:

- **No tejidos:** Se forman a partir de un entrelazado de fibras o filamentos de polipropileno mezclados aleatoriamente, conformando una capa textil con altas propiedades de filtración y drenaje.
Los geotextiles fabricados por este proceso tienen buenas características mecánicas manteniendo en parte el espesor de la capa el cual les confiere mayor estructura tridimensional, gran elongación (pueden estirarse desde un 40% hasta un 120% o más, antes de entrar en carga de rotura) lo que les proporciona muy buena adaptabilidad a las desuniformidades de los terrenos, unas excelentes propiedades para protección, (suele denominarse efecto colchón) y muy buenas funciones de filtración y separación.
- **Tejidos:** Son aquellos formados por cintas entecruzadas en una máquina de tejer. Están conformados mediante cintas de polipropileno en sentido de urdimbre (sentido longitudinal) y de trama (sentido transversal), mediante la ejecución de un procedimiento textil. Es el tejido más simple y eficiente, conocido también como “uno arriba y uno abajo”, dando como resultado una estructura plana.
Su resistencia a la tracción es de tipo biaxial (en los dos sentidos de su fabricación). Gracias a su estructura y las características de las cintas



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

empleadas, se caracterizan por tener altas resistencias y bajas deformaciones, porque su aplicación está orientada al refuerzo de vías, muros, terraplenes y cimentaciones.

❖ Propiedades

Los geotextiles son versátiles, flexibles, resistentes y se adaptan a las irregularidades de las superficies y condiciones donde se colocan.

Las propiedades más importantes que tiene el geotextil como indica [3] son:

- I. **Resistencia:** El geotextil es el material que absorbe los esfuerzos de tracción y aquel que estabiliza la masa de suelo mediante el confinamiento de sus partículas, por tanto el geotextil colocado deberá garantizar la resistencia ante cualquier circunstancia una vez que esta empieza a funcionar.
- II. **Porosidad:** Esta propiedad se relaciona con el tamaño y distribución de los espacios entre filamentos que forman un geotextil. La variabilidad de la porosidad depende del tipo de fibra que se esté utilizando y del proceso de fabricación.
- III. **Durabilidad:** La durabilidad se refiere a los organismos ambientales, como la erosión, la luz, calor, productos químicos y microorganismos, que pueden afectar la vida útil de un geotextil [6]. Los geotextiles al estar compuestos por polímeros no se descomponen biológicamente y son indigeribles, son altamente resistentes al deterioro ocasionado por agentes físicos, químicos y biológicos. Sin embargo los geotextiles son afectados por los rayos ultravioletas, por lo que deben estar protegidos de los rayos solares.

La luz del sol es una causa importante de degradación de todos los materiales orgánicos, incluidos los polímeros sintéticos. La energía del sol que causa la degradación del polímero está en la región ultravioleta UV. UVA (400 a 315 nm²) causa cierta degradación. UVB (315 a 280 nm) puede dañar al polímero gravemente [6].

Las especificaciones técnicas de geotextiles se obtuvo de la información facilitada por la Sra. Mercedes Balcázar principal en Ventas e Importaciones de I&G (INGENIERIA Y GEOSINTETICOS) de la ciudad de Quito y que es una de las distribuidoras en Cuenca y Ecuador de geotextiles. Las hojas técnicas de los geotextiles se muestran en el Anexo 3 al final de este documento.

² nm.- Nanómetro: Es la unidad de longitud que equivale a una milmillonésima parte de un metro. Comúnmente se utiliza para medir la longitud de onda de la radiación ultravioleta, radiación infrarroja y la luz.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

❖ Usos

Los principales usos de los geotextiles tejidos son la conformación de estructuras en suelos reforzados, la separación y estabilización de subrasantes en vías y cimentaciones; por su parte, los geotextiles no tejidos se utilizan en separación, drenaje y filtración, protección de geomembranas y repavimentación [5].

I. Separación

Los geotextiles para separación son aquellos que retengan las partículas de suelo, evite el lavado de finos por la acción del agua y que cumpla con resistencia necesarias para mantener la continuidad sin que ocurra ninguna falla por tensión, punzonamiento o bajo concentraciones de esfuerzos locales causados por irregularidades en el suelo de fundación. Algunos de los campos de aplicación de los geotextiles tejidos y no tejidos son:

- Entre la estructura de pavimento y subrasante con CBR entre 3% y 10% (vías pavimentadas, no pavimentadas, vías férreas, aeropuertos) [5]. Ver Figura 3.

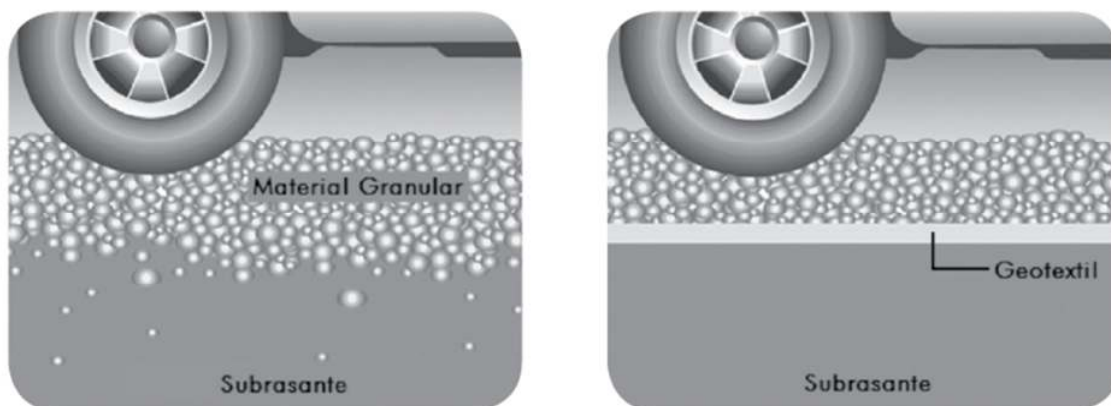


Figura 3. Sustitución de una sección transversal de una estructura de pavimento con geotextil [5].

- Entre la subrasante y el balasto en vías férreas.
- Entre rellenos y capas base de piedra.
- Entre geomembranas y capas de drenaje de piedra.
- Entre la cimentación y terraplenes de suelos con sobrecargas
- Entre suelos de cimentación y muros de retención rígidos y flexibles.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- Filtración y separación en estructuras hidráulicas (gaviones, canales, Rip Rap³, etc.)
- Debajo de losas de veredas, estacionamientos, campos deportivos, bloques prefabricados y paneles para pavimentos estéticos.
- Entre capas antiguas y nuevas de asfalto

II. Refuerzo

El geotextil actúa como un elemento estructural y de confinamiento de los granos del suelo, permitiendo difundir y repartir las tensiones locales.

- Conformación de terraplenes, plataformas, vías y cimentaciones sobre suelos extremadamente blandos.
- Entre la estructura de pavimento y la subrasante (vías pavimentadas, no pavimentadas, vías férreas, aeropuertos).
- Sobre suelos blandos en campos deportivos y de atletismo.
- Confinamiento lateral de balasto de líneas férreas.
- Envolver suelos en sistemas de telas encapsuladas (tierra armada).
- Construcción de muros de tierra armada.
- Reforzar terraplenes.
- Ayuda en la construcción de taludes pronunciados.
- Refuerzo en presas de tierra y roca.
- Estabilización temporal de taludes
- Detener o disminuir la reptación en taludes de suelo.
- Estabilización de patios de almacenamiento no pavimentados y áreas de descanso.
- Anclaje de paneles frontales en muros de tierra reforzada.

III. Filtración

- En lugar de filtros de suelo granular.
- Debajo de base de piedras para caminos y pistas de aterrizaje.
- En torno de piedra triturada que rodea los subdrenes.
- Alrededor de piedra triturada sin subdrenes (Dren francés).
- Alrededor de tubería de drenaje perforada.
- Bajo rellenos que generan lixiviados.
- Cortina de sedimentos.
- Encofrado flexible para:

³ Rip Rap es una cubierta permanente de roca utilizada para estabilizar arroyos, proporcionar estabilidad en la corriente del canal, y proporcionar una salida estabilizada (control de erosión) por debajo de los flujos concentrados.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- Contención de arena, inyección de concreto o sistemas de control de erosión.
- Reconstruir pilotes deteriorados.
- Restaurar la integridad de minería subterránea.
- Restaurar la capacidad portante de pilares socavados de puentes.
- Entre el suelo de relleno y vacíos en muros de retención o gaviones.
- Como filtro debajo de piedras rip rap o bloques prefabricados.

IV. Drenaje

Los geotextiles no tejidos debido a su porosidad mayor al 80% y estructura de fibras entrelazadas aleatoriamente, poseen una alta permeabilidad, permitiendo el paso del agua y reteniendo las partículas del suelo. Además, debido a su espesor y estructura interna, permiten el drenaje del agua a su plano [5].

- Detrás de muros de retención.
- Galería de drenaje⁴ en una presa de tierra.
- Interceptor de drenaje para flujo horizontal.
- Disipador de presión de poros en rellenos de tierra.
- Remplazo de drenes de arena.
- Filtros tradicionales en vías, parqueaderos, edificaciones y campos deportivos.
- Colchones drenantes bajo estructura como terraplenes y vías.

V. PROTECCIÓN

En casos de embalses, lagunas de oxidación y estructuras de almacenamiento de fluidos, la utilización de geotextiles no tejidos se utilizan para proteger las geomembranas de los esfuerzos inducidos por objetos angulosos que afectan la impermeabilidad del sistema.

- Para prevenir el punzonamiento de geomembranas en suelos de apoyo irregular o por materiales de relleno o base de piedra.
- En obras de pavimentación, el saturarse un geotextil no tejido con asfalto cumple con las aplicaciones de las geomembranas (impermeabilización).

⁴ Galería de drenaje.- Son galerías generalmente subhorizontales, excavadas en el terreno natural y dotadas de dispositivos de captación y evacuación de aguas subterráneas.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

VI. PAVIMENTACIÓN Y REPAVIMENTACIÓN

Dentro de cualquier proceso de repavimentación de una vía, el exceso de humedad y el calcado de fisuras⁵ son los fenómenos que afectan la durabilidad de las estructuras de pavimento y su integridad para resistir la aplicación de cargas.

Los geotextiles no tejidos son ideales para esta aplicación, ya que actúa como barrera impermeabilizante y agente amortiguador para la reflexión de grietas hacia la superficie nueva cuando son saturados con emulsión asfáltica o cemento asfáltico [5].

VII. PARA ESTRUCTURAS EN SUELO REFORZADO

Las estructuras de suelo reforzado, se conforman a partir de material seleccionado y compactado, acompañado de geotextil tejido. Algunos de los campos de aplicación son:

- Conformación de estructuras de contención en vías.
- Ampliación de áreas planas.
- Incremento de ángulos de inclinación de la cara de taludes y terraplenes.
- Reconformación de deslizamientos.

4.2. TIRAS METÁLICAS O FLEJES

Los suelos armados o reforzados son estructuras que asocian la tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tracción importantes, estos elementos pueden ser las tiras metálicas o de plástico. Este tipo de refuerzo da al conjunto una resistencia a la tracción de la que carece en sí mismo, ya que el suelo trabaja a compresión; la ventaja de utilizar este tipo de elemento es que la masa puede reforzarse en las direcciones más convenientes. El suelo al tender a deslizarse, es retenido por la armadura, es decir, se transfiere una fricción interna a las tiras las cuales entran en tracción [7]. En la Figura 4 se muestran los flejes o tirantes metálicos que se disponen para reforzar el suelo.

⁵ Calcado de fisuras o “reflejo de fisuras”, es la aparición del agrietamiento de la superficie antigua sobre la nueva capa.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

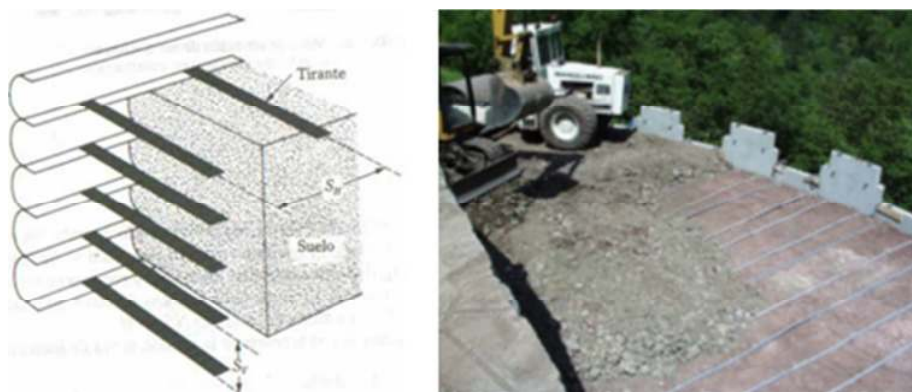


Figura 4. Refuerzo de suelo con tiras de acero [10 y 11]

4.2.1. PROPIEDADES

Un extremo de la armadura estaría expuesta a fenómenos de erosión (viento y agua principalmente), y con el fin de evitar que estos corroan la armadura, se cubre con un paramento, que pudieran ser placas de hormigón. Sin embargo, en el interior de la masa reforzada también pueden generarse procesos de erosión debido a las propiedades del suelo de relleno que atacan la armadura, por tal razón, además de que la armadura debe contar con características resistentes deben analizarse las propiedades del suelo de relleno, en el apartado 6.2.2 se dan unos criterios para algunas propiedades del suelo de relleno.

Coefficiente aparente de rozamiento f^*

El coeficiente de rozamiento suelo-armadura $f = \tau_{max}/\sigma$, puede remplazarse por un coeficiente aparente de rozamiento denominado f^* y definido por la relación $f^* = \tau_{max}/\sigma_1$, donde τ_{max} es el esfuerzo cortante máximo que podría movilizarse en la superficie de la armadura y σ_1 es la tensión vertical media resultante, por ejemplo, el peso del relleno situado encima, ya que la tensión normal actuante sobre la armadura es difícil conocer [2].

Los factores que influyen en el valor del coeficiente f^* son el peso específico del relleno, la geometría superficial de las armaduras y la tensión vertical actuante.

4.2.2. Tipos

Para aplicaciones prácticas las armaduras que se pueden utilizar son las armaduras con resaltes o corrugadas y las armaduras lisas, que pudieran ser de acero galvanizado o sin galvanizar tipo barra o tipo malla [9], a continuación se desarrolla la forma de obtener el coeficiente aparente de rozamiento para cada caso [2]:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

a) Armaduras con resaltes

En las obras de suelo reforzado donde el relleno es compactado, se puede suponer que el ángulo de rozamiento interno es constante a lo largo de la armadura. La variación de f^* en función de la profundidad z puede adoptarse la siguiente:

$$f^* = f_0^* \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) + tg \varphi^* \frac{z}{z_0} \text{ para } z \leq z_0 = 6m$$

$$f^* = tg \varphi \text{ para } z > z_0$$

El coeficiente f_0^* depende de parámetros como granulometría, angulosidad, rozamiento entre partículas, etc. El coeficiente f_0^* se puede evaluar mediante:

$$f_0^* = 1.2 + \log(C_u) \text{ donde } C_u = D_{60}/D_{10}$$

C_u : Coeficiente de uniformidad del relleno (granular)

D_{60}/D_{10} : Respectivamente, los diámetros de las partículas con respecto a los cuales el peso de los granos de diámetro inferior representan el 60% y el 10% del peso del suelo.

A falta de determinaciones, puede suponerse un valor mínimo para $f_0^* = 1.5$.

b) Armaduras lisas

Se tomará:

$$f^* = tg \delta$$

Siendo δ el ángulo de rozamiento suelo-armadura ($\geq 22^\circ$)

Los ensayos de tracción efectuados sobre armaduras tanto lisas como con resaltes (Ver Figura 5), han demostrado que las curvas que relacionan f^* con el desplazamiento Δl de la armadura tienen el comportamiento mostrado en la Figura 6 [2].

Adicionalmente, otros ensayos que se pueden realizar son los ensayos de extracción en una estructura real y ensayo de tracción por rotación.

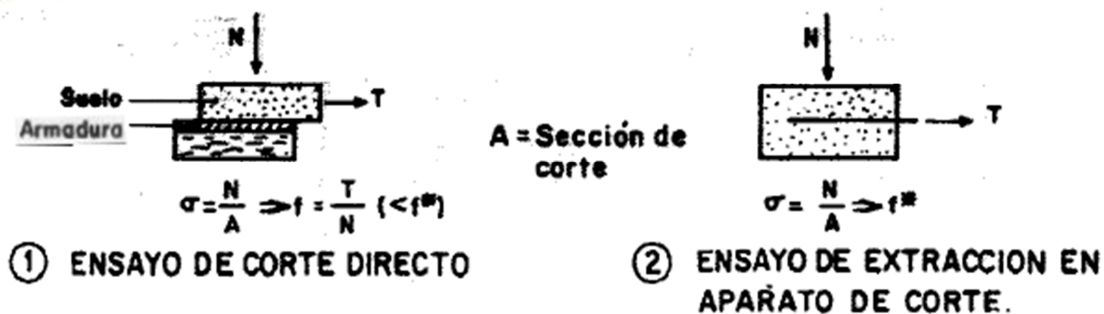


Figura 5. Ensayos para la determinación del rozamiento suelo-armadura [2]

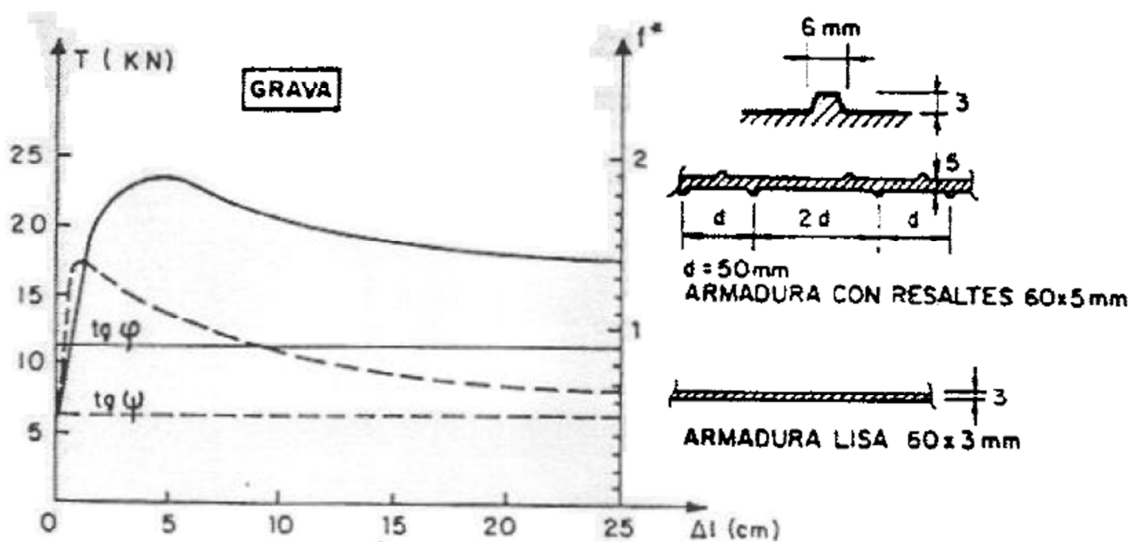


Figura 6. Influencia de la textura superficial de las armaduras en el coeficiente aparente de rozamiento [2].

En el caso de la armadura lisa, la curva $(f^*, \Delta l)$ presenta una resistencia de pico muy marcada para un desplazamiento pequeño, siendo el valor residual de f^* aproximadamente la mitad de su valor máximo. En el caso de la armadura con resaltes, éstos valores de f^* (pico y residual), no difieren mucho, y el valor pico o máximo se alcanza para valores importantes de desplazamiento.

Entonces, para el dimensionamiento de las obras se toma el valor máximo de f^* para las armaduras con resaltes y el valor residual para las lisas.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Sin embargo, como se ha mencionado, estas armaduras deben ser lo bastante ásperas para que garanticen la fricción entre el suelo-armadura que es el principio de la tierra armada.

4.2.3. Usos

Los casos más usuales en los que el terreno se refuerza con elementos muy poco deformables (tiras metálicas) son los constituidos por [2]:

- a) Bandas metálicas ancladas en la masa del terreno, conocido como “tierra armada”.
- b) Barras o mallas metálicas ancladas al terreno, una variante son las barras terminadas en una placa o elemento de mayor sección llamado “tierra anclada”.
- c) El cosido del terreno mediante barras metálicas hincadas o cementadas en perforaciones previas y entrecruzadas espacialmente.

Entre los usos de las tiras metálicas para refuerzo de los suelos, se destacan: los estribo de un puente (habiendo llegado a contener luces de hasta 70 m), muros pantalla, ampliación de terraplenes, excavaciones en terrenos donde el suelo no garantiza taludes estables, en laderas de alta pendiente o terrenos con suelo de muy baja capacidad portante.

5. TIEMPO DE VIDA DE SERVICIO DE LAS ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO

Se consideran los siguientes tipos de estructura de suelo reforzado [2]:

- a) Provisionales: Período de servicio inferior a 5 años.
- b) Temporaria: Períodos de servicio inferiores a 30 años.
- c) Definitivas o permanentes: Se consideran dos duraciones mínimas de vida útil de la estructura:

50 años, para las estructuras ubicadas en zonas de previsible evolución vial o urbana que llegue a suponer su eliminación.

75 años, para las estructuras situadas en zonas e improbable remodelación en el periodo indicado.

- d) Estribo de puente y obras de alta seguridad (terraplén de vía férrea) 100 años.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Deberán garantizarse que todos y cada uno de los elementos de la estructura conserven su funcionalidad y resistencia a lo largo de la vida útil prevista.

Con respecto a esto, se deberá prestar especial atención a:

- La corrosión de elementos metálicos
- La actividad bacteriana sobre elementos degradables
- La alteración físico-químico de los materiales sintéticos
- Las aguas freáticas o de infiltración que puedan penetrar en la estructura
- La naturaleza de terreno natural o de los materiales de aportación
- Los factores atmosféricos y medio-ambientales.

6. MUROS DE RETENCIÓN MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS

Los muros de contención funcionan como soporte de taludes que contienen grandes masas de tierra, para un diseño apropiado de estas estructuras es necesario conocer los parámetros básicos del suelo retenido con lo que se conocerá las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura. Las fuerzas laterales las constituyen la presión lateral de la tierra y la presión hidrostática. La magnitud de la presión de tierra lateral depende de las características de resistencia a cortante del suelo, de las condiciones de deformación lateral, de la presión de agua en los poros y del estado de equilibrio del suelo. Estos a su vez dependen de la condición de drenado, de la interacción del suelo y la pared del muro y de la magnitud y naturaleza de los desplazamientos relativos [3].

6.1. PRINCIPIO

Los muros de retención mecánicamente estabilizados son estructuras de contención en cuyo interior se colocan elementos resistentes que al estar en contacto con el suelo, friccionan de modo que este efecto le da a la estructura una resistencia a la tracción que les proporciona la estabilidad que requieren [7].

El suelo al tender a deslizarse es retenido por la armadura, que absorbe los esfuerzos de tracción generados en la masa de suelo reforzado, la analogía de esta estructura de suelo reforzado con una viga de celosía se muestra en la Figura 7, en donde se señalan los diferentes elementos que entran en funcionamiento bajo sollicitación de la carga impuesta [11].

Bajo sollicitación:

- ✓ Las armaduras entran en tracción
- ✓ El relleno trabaja a compresión



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- ✓ Rozamiento armadura-relleno actúa como unión (Principio de la tierra armada).

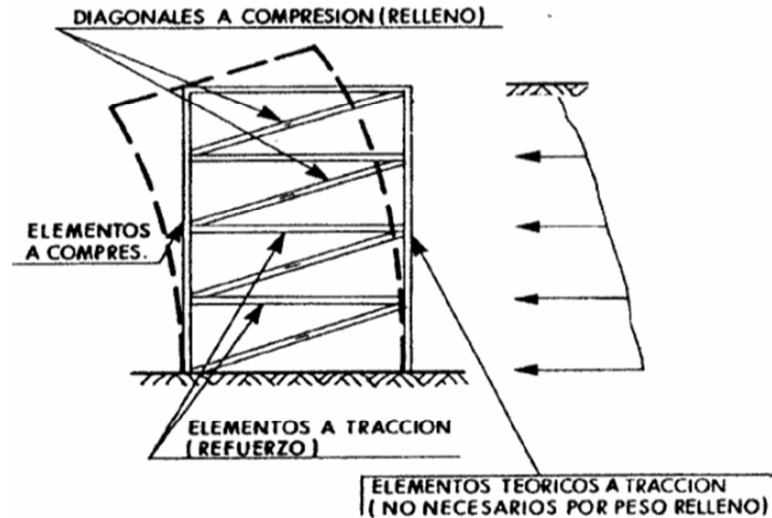


Figura 7. Mecanismo fundamental de la tierra armada. Analogía con una viga de celosía [11].

En la Figura 8 se muestra el mecanismo de activación del rozamiento de una armadura, donde el equilibrio local del esfuerzo indica que la variación de la fuerza de tracción induce esfuerzos cortantes en ambos lados del refuerzo y dentro del mismo suelo en la vecindad del refuerzo.

$$\frac{dT}{dl} = 2 * b * \tau$$

Donde, T= Fuerza de tracción en el punto considerado del refuerzo

l= Longitud del punto considerado

b= ancho del refuerzo.

τ = esfuerzo cortante

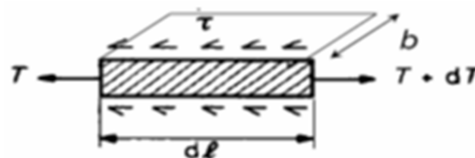


Figura 8. Activación del rozamiento en una armadura o fleje [11].



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

El esfuerzo de tracción en las armaduras alcanza un máximo T_M (Ver Figura 9) a una cierta distancia del paramento, que disminuye con la profundidad [11].

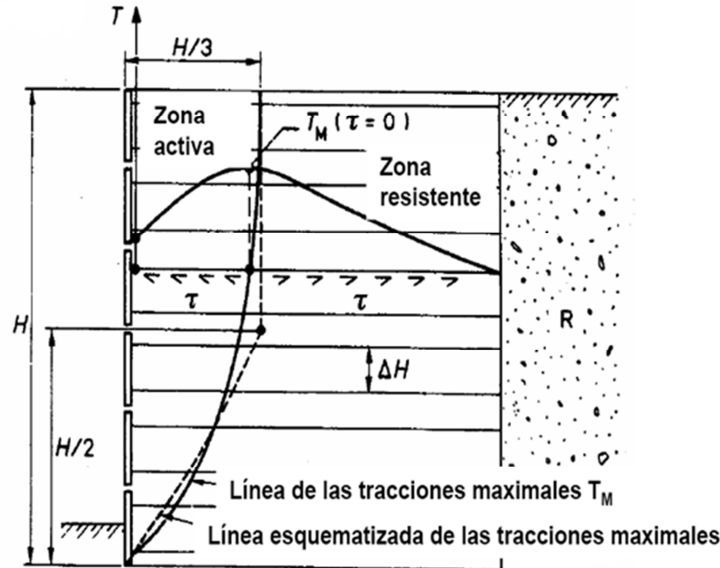


Figura 9. Líneas de tracción máxima [11].

De acuerdo con la relación $\frac{dT}{dl} = 2 * b * \tau$, existen dos zonas:

- La zona activa ($\tau < 0$) donde el suelo empuja sobre los flejes o tiras
- La zona resistente ($\tau > 0$) donde el suelo detiene los flejes o tiras

La estabilidad interna se asegura cuando la zona resistente equilibra la zona activa y cuando la armadura puede resistir a la tracción máxima.

Los muros de retención mecánicamente estabilizados consisten de dos elementos principalmente que se describen a continuación:

El muro reforzado: Estos muros contienen en su interior refuerzos, estos refuerzos o armaduras confieren al conjunto una cohesión artificial que se logra por el rozamiento suelo-armadura. Los elementos de refuerzo pueden ser franjas metálicas, mallas de alambre soldado, geotextiles y geomallas [10].

El relleno trabaja a compresión y es de tipo granular cuyo ángulo de fricción ϕ deberá ser mayor a 35° en condiciones secas. Debe tenerse en cuenta que, cuando mejor sea la calidad del relleno, mayor será el aprovechamiento del refuerzo que es el elemento más caro [2].



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

En el caso de armaduras metálicas, de gran resistencia, es aconsejable utilizar rellenos granulares que aseguren un alto rozamiento, tanto interno como de contacto con las armaduras.

En el caso de armado con fibras extensibles los valores pueden ser algo menores. En casos de láminas que puedan ser punzonadas o desgarradas, se limitará también el tamaño y angulosidad del relleno.

La granulometría deberá ser adecuada a las condiciones de puesta en obra, en especial referente al espesor a colocar sobre cada capa de refuerzo.

A continuación se describen algunos valores tomados como criterios que deben tener los suelos a ser utilizados como relleno para este tipo de estructuras [2 y 11]:

Criterios de rozamiento:

- Proporción de finos (<80 mm) (<15%)
- Ángulo de rozamiento suelo-armadura (> 22° si lisa, > 25° si de alta adherencia, medido en caja de corte directo)
- Ángulo de fricción interna (>35°)

Criterios de puesta en obra:

- Tamaño de las partículas más gruesas (<250mm)

Paramento: Es la parte visible de la estructura a la que se le llama escama, más que nada este elemento evita la degradación del muro armado, mas no aporta como elemento estructural en el comportamiento del muro [11].

La escama se construye con secciones de material delgado relativamente flexible. Una escama de acero galvanizado de 0.2 pulg de espesor ($\approx 5\text{mm}$) será suficiente para sostener un muro de aproximadamente 14 o 15 m de altura, en la mayoría de los caso también se usan losetas de concreto [10].

6.2. MUROS CON ARMADURA INEXTENSIBLE

6.2.1. MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO DE TIRAS METÁLICAS

Dentro de las alternativas de refuerzo de suelos o tierra armada, existe la alternativa presentada a finales de 1950 dada por el ingeniero francés Henri Vidal [8], que consistía en la inclusión de una serie de tiras metálicas amarradas a unos elementos externos (piezas prefabricadas) que componían la cara exterior del muro de tierra.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Los refuerzos conocidos como inextensibles son elementos que no se deforman y que en contacto con el suelo generan un rozamiento suficiente que asegura la estabilidad de la estructura de contención.

Las tiras de refuerzo son franjas delgadas y anchas colocadas a intervalos regulares. Cuando se colocan tiras para reforzar el suelo, las escamas que pudieran ser metálicas se atornillan entre si y las tiras se colocan entre las escamas [10].

Aunque este sistema tiene un buen desempeño, el problema radica en determinar la duración del refuerzo metálico dentro del suelo, ya que se encontrará expuesto a la corrosión del metal por las condiciones de humedad y alcalinidad del suelo, otra limitación es que el paramento debe ser lo más vertical.

El relleno debe ser de calidad como ya se ha mencionado, cuyo ángulo de fricción ϕ garantice el rozamiento interno suelo-armadura. Adicionalmente, las características que deben cumplir los suelos prestos a ser reforzados deben analizarse desde el punto de vista de su agresividad hacia los materiales de refuerzo, ya que pueden causarle corrosión.

6.2.2. ANÁLISIS DE DISEÑO

Primeramente, se debe realizar el análisis de **estabilidad externa**, en la que el muro se debe tomar como un conjunto; este análisis no será diferente del análisis de un muro convencional.

Seguidamente se realizará el análisis de **estabilidad interna** implica determinar la resistencia a tracción y la resistencia por zafadura entre el material terreo y las tiras, para garantizar que no ocurra deslizamiento, esto permitirá entonces definir la sección y longitud de las tiras de refuerzo, su separación horizontal y separación vertical.

Lo que sigue revisar para el proyecto de construcción es la durabilidad de las tiras frente a la corrosión, la verificación de la calidad del relleno y la colocación del paramento o la escama que proteja la armadura de la intemperie.

A continuación se describen algunos valores límites de PH⁶ y sales solubles; estos valores además de los citados anteriormente como criterios de rozamiento y criterios de puesta en obra, deben definir a los suelos a ser utilizados como relleno para este tipo de estructura.

⁶ PH: (potencial de hidrógeno) es una medida de acidez o alcalinidad de una disolución. La escala de pH típicamente va de 0 a 14 en disolución acuosa, siendo ácidas las disoluciones con pH menores a 7, y alcalinas las que tienen pH mayores a 7. El pH = 7 indica la neutralidad de la disolución (cuando el disolvente es agua).



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Criterio de durabilidad (No corrosión de la armadura) [11]:

- PH: Debe estar comprendido entre 5 y 10.
- Resistividad: ($\geq 1000 \Omega \cdot \text{cm}$ si relleno seco, $\geq 2000 \Omega \cdot \text{cm}$ en agua dulce)
- Sales solubles:
 - Cloruros solubles (Cl^-): Se mide para partículas inferiores a 25 mm, sin triturar:

Para obras normales (estructuras en seco): máximo de 200 mg/kg

Para obras inundables en agua dulce: máximo de 100 mg/kg

Sulfatos solubles (SO_4^{2-}): Se mide para partículas inferiores a 25 mm, sin triturar.

Para obras normales: máximo de 1.000 mg/kg.

Para obras inundables en agua dulce: máximo de 500 mg/kg.

- Contenido de sulfatos:

Para obras normales (estructuras en seco): máximo de 300 mg/kg

Para obras inundables en agua dulce: máximo de 100 mg/kg

Una buena práctica frente a la corrosión, es disponer espesores en exceso de los necesarios por razones de resistencia.

6.2.3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO [10]

Los muros estabilizados con refuerzo de tiras metálicas tienen los siguientes componentes:

- El relleno, que es un suelo granular con $\phi_1 \geq 35^\circ$ para garantizar la fricción suelo-armadura.
- Las tiras de refuerzo, que son franjas delgadas y anchas colocadas a intervalos regulares.
A cualquier profundidad, las tiras están colocadas con un espaciamiento horizontal S_H centro a centro, y el espaciamiento vertical de las tiras centro a centro es de S_V .
- Un recubrimiento sobre la cara frontal, llamada escama.

Cálculo de las presiones activas horizontal y vertical

La Figura 10 muestra un muro de retención con relleno granular con peso específico γ_1 y ángulo de fricción ϕ_1 . Debajo de la base del muro de retención, el suelo in situ



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

ha sido excavado y recompactado con suelo granular usado como relleno. Debajo del relleno, el suelo in situ tiene un peso específico γ_2 , un ángulo de fricción ϕ_2 y una cohesión c_2 . Una sobrecarga con intensidad q por área unitaria se encuentra sobre el muro de retención. El muro tiene tirantes de refuerzo a las profundidades $z = 0, S_V, 2S_V, \dots, NS_V$. La altura del muro es $NS_V = H$.

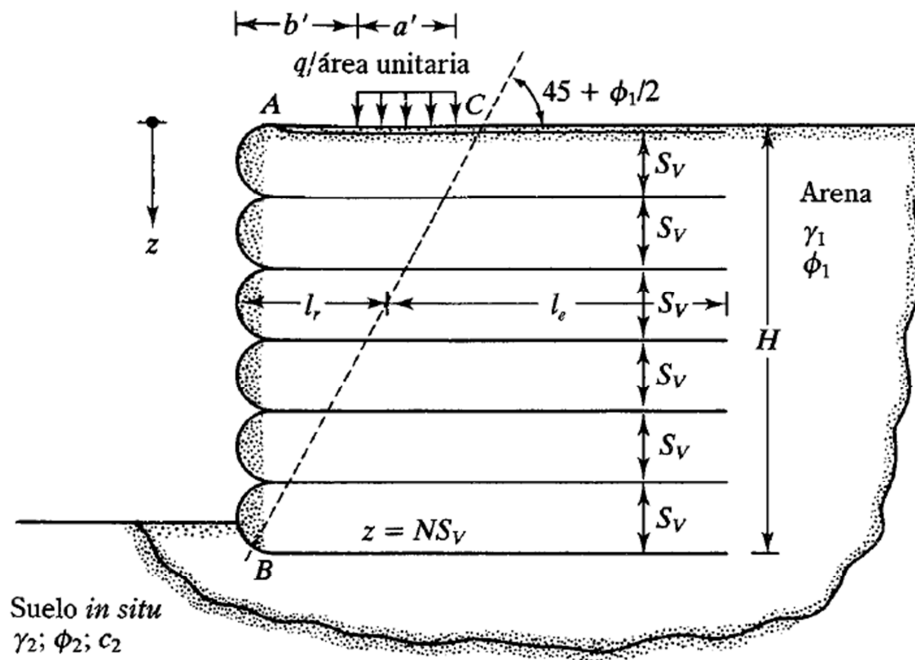


Figura 10. Muro de retención de tierra reforzado [10].

En los suelos granulares se desarrolla resistencia por fricción interna entre los granos adyacentes. La magnitud de la presión de tierra lateral depende de las características de resistencia a cortante del suelo, de las condiciones de deformación lateral, de la presión de agua en los poros y del estado de equilibrio del suelo. Estos a su vez dependen de la condición de drenado, de la interacción del suelo y la pared del muro y de la magnitud y naturaleza de los desplazamientos relativos. La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, en dependencia de estas deformaciones se puede presentar tres situaciones de estados de deformación, en relación con los cálculos de la presión de tierra [3]:

- **Estado de reposo:** equilibrio elástico sin desplazamiento lateral.
- **Estado activo:** equilibrio plástico cuando tiene lugar la expansión lateral.
- **Estado pasivo:** equilibrio plástico cuando tiene lugar la contracción lateral.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

La presión activa de Rankine σ_a , modela el caso en que un muro tiene a moverse alejándose del suelo lo que implica que la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad decrecerá. Para la condición de falla en la masa de suelo debido a la presión activa de Rankine, las líneas de deslizamiento o planos de falla en el suelo forman ángulos de $\pm(45 + \varphi_1/2)$ con la horizontal como muestra la línea entrecortada en la Figura 10.

De acuerdo con la teoría de la presión activa de Rankine:

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2 * c * \sqrt{K_a}$$

Donde, σ_a = presión activa de Rankine a cualquier profundidad z

σ_v = Presión vertical a cualquier profundidad z

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \varphi_1/2 \right).$$

Para suelos granulares sin sobrecarga en su parte superior, $c = 0$, entonces:

$$\sigma_a = \sigma_v K_a$$

Cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, como muestra la Figura 10 ($q/\text{área unitaria}$), existen dos esfuerzos verticales los que se suman (1) y (2) para obtener σ_v , (ver Figura 11).

(1) Debido únicamente al suelo:

$$\sigma_{v(1)} = \gamma_1 * z$$

(2) Debido a la sobrecarga:

$$\sigma_{v(2)}$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

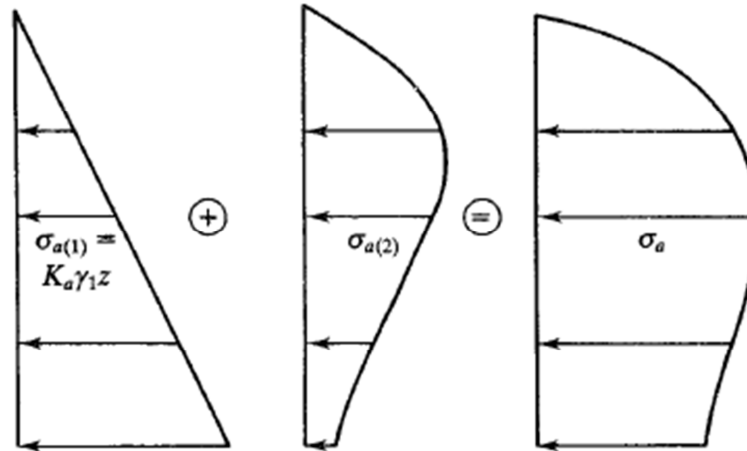


Figura 11. Análisis de un muro de retención de tierra reforzado. Esfuerzos verticales [10].

La Figura 12 (a) muestra la notación para el cálculo de la magnitud de $\sigma_{v(2)}$, que de acuerdo con Laba y Kennedy (1986) es:

$$\sigma_{v(2)} = \frac{q * a^2}{a^2 + z} \quad (\text{para } z \leq 2 * b^2)$$

y

$$\sigma_{v(2)} = \frac{q * a^2}{a^2 + \frac{z}{2} + b^2} \quad (\text{para } z > 2 * b^2)$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

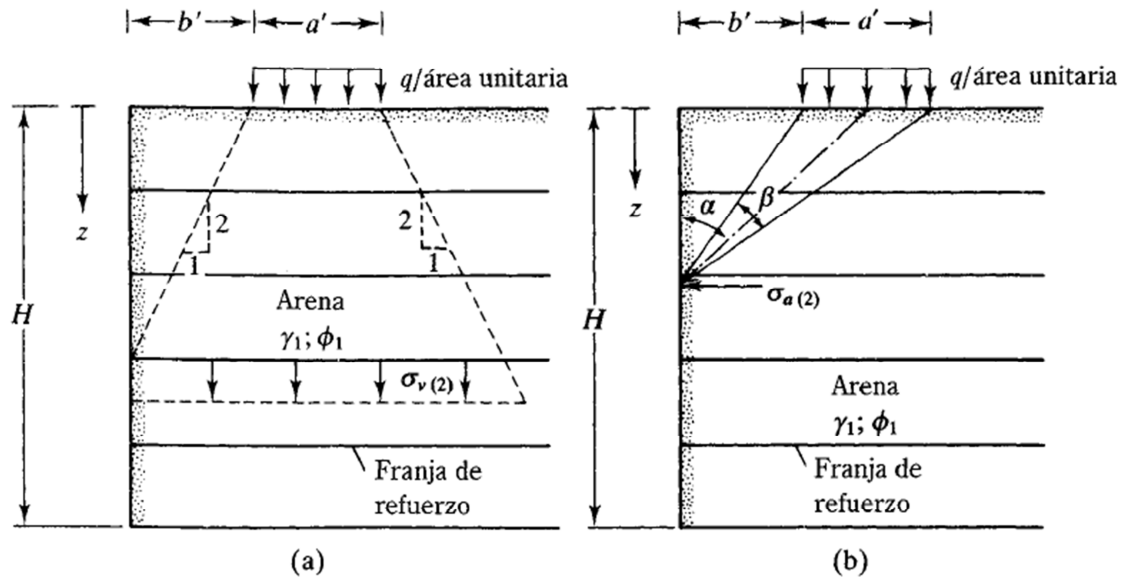


Figura 12. (a) Notación para la relación de $\sigma_{v(2)}$. (b) Notación para la relación $\sigma_{a(2)}$

Asimismo, cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, la presión lateral a cualquier profundidad es la suma de (1) y (2):

(1) Debido únicamente al suelo:

$$\sigma_{a(1)} = K_a * \gamma_1 * z$$

(2) Debido a la sobrecarga:

$$\sigma_{a(2)}$$

La Figura 12 (b) muestra la notación para el cálculo de la magnitud de $\sigma_{a(2)}$, que, de acuerdo con Laba y Kennedy (1986) es:

$$\sigma_{a(2)} = M * \left[\frac{2 * q}{\pi} * (\beta - \text{sen} \beta * \cos(2 * \alpha)) \right] \quad (\beta \text{ en radianes})$$

donde,

$$M = 1.4 - \frac{0.4 * b^2}{0.14 * H} \geq 1$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Fuerza en el tirante

La fuerza en el tirante por longitud unitaria del muro desarrollada a cualquier profundidad z es:

$$T = \sigma_a * S_v * S_H$$

Donde,

T = Presión activa de la tierra a la profundidad z

$S_v * S_H$ = Área del muro por ser soportada por el tirante

S_v = Espaciamiento vertical centro a centro

S_H = Espaciamiento horizontal centro a centro

Factor de seguridad contra falla del tirante

(a) Falla por ruptura

La inestabilidad de una obra por rotura de las armaduras puede ser consecuencia de un subdimensionamiento de las misma, de un nivel de sollicitación más elevado que el previsto, o de un debilitamiento de la sección resistente a causa de la corrosión.

El factor de seguridad contra falla por ruptura es:

$$FS_{(B)} = \frac{\text{Resistencia por fluencia o ruptura de cada tirante}}{\text{Fuerza máxima en cualquier tirante}}$$
$$FS_{(B)} = \frac{w * t * f_y}{\sigma_a * S_v * S_H}$$

donde,

w = ancho de cada tirante

t = espesor de cada tirante

f_y = resistencia por fluencia o ruptura del material del tirante

El factor de seguridad generalmente recomendado para los tirantes es de entre 2.5 y 3 a todos los niveles.

(a) Falla por zafadura

Las tiras de refuerzo a cualquier profundidad z , fallarán por zafadura si la resistencia por ficción a lo largo de sus superficies es menor que la fuerza a la que están sometidas las tiras. La longitud efectiva de los tirantes a lo largo de la cual se



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

desarrolla la resistencia por fricción se toma conservadoramente como la longitud que se extiende más allá de los límites de la zona de falla activa de Rankine, que es la zona ABC de la Figura 10. La fuerza máxima de fricción F_R en un tirante a la profundidad z es:

$$F_R = 2 * l_e * w * \sigma_v * \tan \varphi_u$$

donde,

l_e = longitud efectiva

σ_v = presión vertical efectiva a una profundidad z

φ_u = ángulo de fricción entre suelo y tirante, $\tan \varphi_u$ puede remplazarse por $f^* * \tan \varphi_1$.

La inestabilidad de una obra por falta de adherencia se produce si el coeficiente de rozamiento suelo-armadura no es suficiente para equilibrar el esfuerzo de tracción al que estén sometidas. En el apartado 4.2.1., se indicó la forma de obtener el coeficiente aparente de rozamiento f^* .

El factor de seguridad contra zafadura del tirante a cualquier profundidad z es:

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T}$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$FS_{(P)} = \frac{2 * l_e * w * \sigma_v * \tan \varphi_u}{\sigma_a * S_v * S_H}$$

Longitud total del tirante

La longitud total de los tirantes a cualquier profundidad es (ver Figura 10):

$$L = l_r + l_e$$

donde,

l_r = Longitud dentro de la zona de falla de Rankine

l_e = longitud efectiva



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Para un $FS_{(P)}$,

$$l_e = \frac{FS_{(P)} * \sigma_a * S_v * S_H}{2 * w * \sigma_v * \tan \phi_u}$$

En cualquier profundidad z

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 - \phi_1/2 \right)}$$

Entonces:

$$L = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \phi_1/2 \right)} + \frac{FS_{(P)} * \sigma_a * S_v * S_H}{2 * w * \sigma_v * \tan \phi_u}$$

6.2.4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO [10]

Datos de entrada:

1. Determinar la altura del muro H , y las propiedades del material de relleno, tales como:

γ_1 = Peso específico del relleno granular para el muro

ϕ_1 = ángulo de fricción del relleno granular

2. Obtener el ángulo de fricción entre el suelo y el tirante ϕ_u , y los valores requeridos de $FS_{(B)}$ = Factor de seguridad por ruptura y $FS_{(P)}$ = Factor de seguridad a la zafadura.

Estabilidad interna

3. La estabilidad interna se asegura cuando la zona resistente equilibra la zona activa (ver Figura 9), y cuando la armadura puede resistir la tracción máxima. Las revisiones de la estabilidad interna implican determinar la resistencia a tracción o ruptura y la resistencia por zafadura en los elementos de refuerzo.
 - Se supone valores para el espaciamiento horizontal S_H y vertical S_v de las tiras y el ancho de este refuerzo w .
 - Se calcula σ_a con las ecuaciones anteriores (apartado 6.2.3. $\sigma_{a(1)}$ y $\sigma_{a(2)}$).
 - Se calcula las fuerzas en los tirantes a varios niveles $T = \sigma_a * S_v * S_H$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- Para valores conocidos de $FS_{(B)}$, se calcula el espesor t necesario para impedir la ruptura de éstos.

$$FS_{(B)} = \frac{w * t * f_y}{\sigma_a * S_v * S_H}$$

$$T = \sigma_a * S_v * S_H$$

Remplazando:

$$t = \frac{FS_{(B)} * \sigma_a * S_v * S_H}{w * f_y}$$

La idea es mantener la magnitud de t igual en todos los niveles, por lo que σ_a debe ser igual a $\sigma_{a(max)}$.

- Para los valores conocidos de φ_u y $FS_{(P)}$, se determina la longitud L de los tirantes a diversos niveles

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(P)} * \sigma_a * S_v * S_H}{2 * w * \sigma_v * \tan\varphi_u}$$

Estabilidad externa:

4. Las revisiones por estabilidad externa incluyen las de volteo, deslizamiento y capacidad de carga. Ver Figura 13.

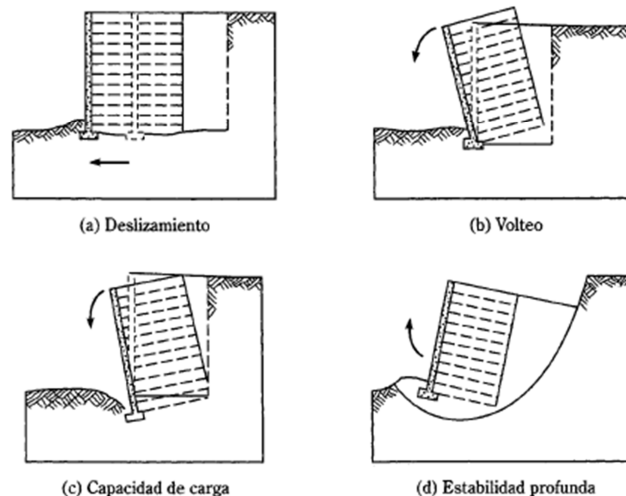


Figura 13. Revisiones de estabilidad externa [10].



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- La **revisión por volteo**, se efectúa con referencia a la Figura 14.

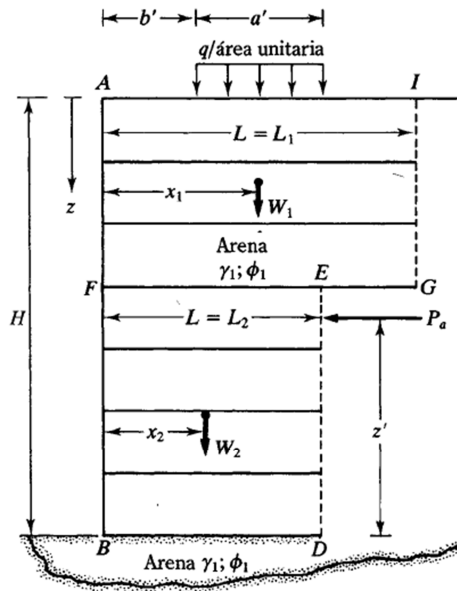


Figura 14. Revisión de la estabilidad externa del muro de retención [10].

Tomando momentos respecto a *B* se obtiene el *momento de volteo* por longitud unitaria del muro:

$$M_o = P_a * z'$$

donde,

M_o = Momento de volteo por longitud unitaria del muro

$$P_a = \text{Fuerza activa} = \int_0^H \sigma_a * dz$$

z' = Punto de aplicación de P_a respecto a *B*

El *momento resistente* por longitud unitaria de muro es:

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 \dots + q * a' \left(b' + \frac{a'}{2} \right)$$

donde,

$$W_1 = (\text{área AFEGI}) * (1) * (\gamma_1)$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$W_2 = (\text{área } FBDE) * (1) * (\gamma_1)$$

Se tiene entonces:

$$FS_{(volteo)} = \frac{M_R}{M_o}$$

$$FS_{(volteo)} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 \dots + q * a^2 \left(b^2 + \frac{a^2}{2} \right)}{\left(\int_0^H \sigma_a * dz \right) * z^2}$$

- La **revisión por deslizamiento**, se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(W_1 + W_2 \dots + q * a^2) (\tan(k * \varphi_1))}{P_a}$$

Donde $k \approx 2/3$.

- La **revisión por capacidad de carga**, se realiza mediante el siguiente factor de seguridad:

$$FS_{(capacidad de carga)} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{v(H)}}$$

✓ q_{ult} = Capacidad última de carga:

$$q_u = c_2 * N_c + \frac{1}{2} * \gamma_2 * L_2^2 * N_\gamma$$

N_c y N_γ = factores de capacidad de carga que corresponden al ángulo de fricción del suelo φ_2 . Y se calculan con las siguientes formulas:

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi_2$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi_2$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_2}{2} \right) * e^{\pi * \tan \varphi_2}$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

L_2^{\square} = longitud efectiva del muro:

$$L_2^{\square} = L_2 - 2 * e$$

L_2 = Longitud del muro

e = excentricidad

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_R - M_o}{\sum V}$$

$$\sum V = W_1 + W_2 \dots + q * a^{\square}$$

✓ $\sigma_{v(H)}$ = Esfuerzo vertical en $z = H$

$$\sigma_{v(H)} = \gamma_1 * H + \sigma_{v(2)}$$

Se recomienda los valores mínimos de $FS_{(volteo)} = 3$, $FS_{(deslizamiento)} = 3$,
 $FS_{(cap\ de\ carga)} = 3\ a\ 5$

6.2.5. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se desea construir un muro de contención de 9 m de altura con refuerzo de tiras de acero en un relleno granular. Se supone que la tasa de corrosión del acero galvanizado es de 0.001 pulg/año y que la vida útil de la estructura es de 50 años.

DATOS DE ENTRADA

Altura del muro

H 9 m

Relleno granular

ϕ_1 36 °

γ_1 16.5 kN/m³

Suelo de cimentación

ϕ_2 28 °

γ_2 17.3 kN/m³

C2 48 kN/m²

Tiras de acero galvanizado

w 0.076 m

Sv 0.6 m

Sh 0.9 m



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$f_y = 241317 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_u = 20^\circ$$

Factores de seguridad requeridos

FS (B)	3
FS (P)	3
Tasa de corrosión	0.001 pul/año
Vida útil	50 años

ESTABILIDAD INTERNA

Fuerza máxima del tirante:

z=H	9 m
Ka	0.26
$\sigma_{a\max}$	39 kN/m ²
Tmax	21 kN

$$T = \sigma_a * S_v * S_H$$

$$\sigma_{a(\max)} = K_a * \gamma_1 * z$$

Espesor del tirante:

t	0.003 m
t	0.13 pul

$$t = \frac{FS_{(B)} * \sigma_a * S_v * S_H}{w * f_y}$$

Tasa de corrosión	0.001 pul/año
Vida útil	50 años
t tirante	0.47 cm

$$t_{total} = t + \text{tasa de corrosión} * \text{años de vida útil}$$

Longitud del tirante

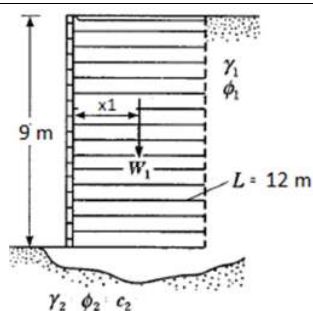
$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 - \phi_1/2\right)}$$

$$le = \frac{FS_{(P)} * Ka * Sv * SH}{2 * w * \tan\phi_u}$$

z(m)	lr (m)	le (m)	L (m)
1.5	3.8	7.60	11.42
6	1.5	7.60	9.13
8.5	0.25	7.60	7.86

Las magnitudes de Sv, SH, t, w y L se cambian para obtener el diseño más económico
Se adopta una longitud de 12 m para garantizar la estabilidad interna

ESTABILIDAD EXTERNA





UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Revisión por volteo

L	12	m
W1	1782	kN
x1	6	m
Pa	173.5	kN
z'	3.0	m
FS (volteo)	20.5	>3

OK

$$FS_{(volteo)} = \frac{W_1 x_1}{\left(\int_0^H \sigma_a * dz \right) * z'}$$

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_1 * K_a * H^2$$

$$z' = H/3$$

Revisión por deslizamiento

k	0.67	
FS (deslizamiento)	4.6	>3

OK

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(W_1)(\tan(k * \varphi_1))}{P_a}$$

$$k \approx 2/3$$

Revisión por capacidad portante

e	0.29	m
L'2	11.4	m

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_{ult}}{\sigma_v(H)}$$

Factores de
capacidad de carga

Nq	14.7
Nc	25.8
Nγ	16.7

Capacidad última de carga

qu	2889.3	kN/m ²
----	--------	-------------------

Esfuerzo vertical en z=H

σv	148.5	kN/m ²
----	-------	-------------------

FS (cap. portante)	19.46	>5
--------------------	-------	----

OK

6.2.6. DEFORMACIONES DE SERVICIO

Las deformaciones de un macizo de suelo reforzado se deben a la compresibilidad del relleno y al asiento del terreno de cimentación [2].

1. Asientos propios del relleno

A consecuencia de la presencia de las armaduras, la obra de suelo reforzado se asienta menos que un relleno de la misma altura realizado con el mismo material y compactado al mismo grado.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Siempre que los materiales granulares sean adecuados y debidamente compactados y donde no se produzcan cambios en las características mecánicas del relleno por saturación o penetración del agua, se podrán desprestigiar los asientos propios del macizo del suelo reforzado, que serán del orden de algunas milésimas de su altura.

2. Asientos del terreno de cimentación

Asientos diferenciales importantes en el curso del montaje (por ejemplo, si se realiza la obra por etapas sucesivas en terrenos muy compresibles) pueden producir apertura o cierre de las juntas del paramento en la parte superior. Puede resultar entonces difícil, colocar los elementos superiores, sobre todo en muros de cierta altura. En tal caso se puede prever el retranqueo⁷ de los paramentos (ver Figura 15) de las distintas etapas o bien realizar juntas dotadas de cubrejuntas (ver Figura 16).

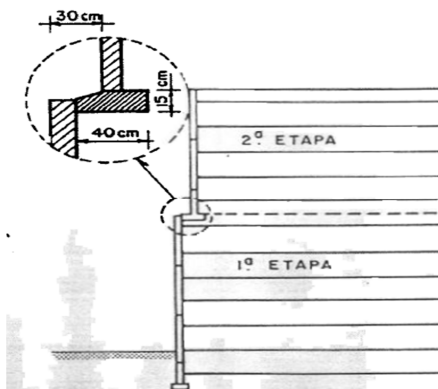


Figura 15. Macizo construido en dos etapas separadas. Retranqueo de los paramentos [2].

⁷ Retranqueo: se da cuando la línea de edificación guarda una distancia uniforme respecto a una alineación, esta línea de edificación es interior a la alineación, es decir, es la línea obtenida al trasladar la alineación, una distancia homogénea denominada distancia de retranqueo o retranqueo.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

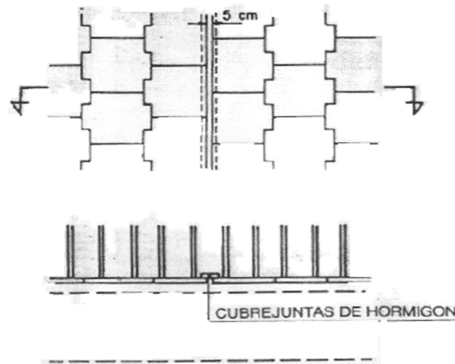


Figura 16. Juntas verticales en los paramentos de placas de hormigón.
Cubrejuntas [2].

*Distorsiones angulares*⁸ longitudinales del orden del 5% pueden producir daños en el paramento que perjudiquen el aspecto de la obra y posiblemente su comportamiento a largo plazo a consecuencia de las pérdidas locales del material del relleno.

6.2.7. DISPOSICIONES PRÁCTICAS [2]

Emplazamiento:

Se debe prever espacio suficiente para construir un macizo de aproximadamente $0.7 * H$ de ancho, siendo H la altura del muro.

El paramento, sea de hormigón o metálico, puede presentar ángulos entrantes o salientes. Sin embargo, las armaduras no deben formar con el paramento ángulos inferiores a 70° .

Disposición de las armaduras:

En general las armaduras se colocan horizontales y perpendiculares al paramento.

Protección frente al agua:

Necesidad:

- La saturación produce un aumento de los esfuerzos de tracción en las armaduras, que normalmente no se tiene en cuenta en los cálculos previos.

⁸ Se define como distorsión angular a la relación entre las diferencias de asentamientos entre dos puntos inicialmente al mismo nivel y distancia entre ellos



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- b) En obras en seco conviene limitar o impedir la entrada de agua al terraplén, sobre todo donde las aguas pueden contener agentes agresivos ya que puede haber riesgo de ataque a las armaduras
- c) En obras parcialmente sumergidas (muros de contención en márgenes y riberas) es necesario que el nivel freático en el interior del muro siga con facilidad las fluctuaciones del nivel de agua exterior. Si el descenso de nivel puede ser rápido o de gran amplitud, conviene que el relleno del macizo sea de un material muy permeable a fin de disminuir en lo posible las sobrepresiones del agua en su interior, ya que éstas producen tracciones adicionales en las armaduras.

Escorrentía:

Se distinguen dos casos:

- a) Muro de contención que soporta un terraplén: Constituye en este caso una buena protección la disposición de una capa de tierra vegetal sembrada de aproximadamente 40 cm de espesor con una pendiente no inferior a 5% (ver Figura 17). Ésta pendiente se dirige hacia el paramento del muro y el agua que se infiltra puede evacuarse por las juntas verticales del paramento. Una cuneta de coronación será aconsejable también para desviar el agua que escurre hacia la estructura.

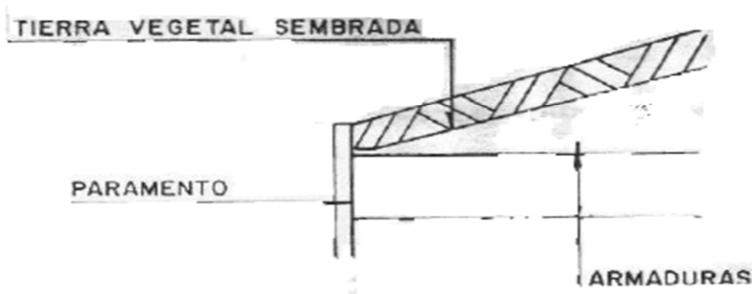


Figura 17. Protección contra la escorrentía [2].

- b) Muros que soportan calzadas. En este caso es necesario proteger las armaduras contra las filtraciones de agua que contengan agentes agresivos. Se proporciona una buena protección impermeabilizando la plataforma y las márgenes.

Para completar, puede convenir la disposición de un material drenante debajo del firme, aislado del terraplén por una membrana impermeable colocada con una pendiente mínima de un 5% hacia el interior del

macizo (ver Figura 18). Dicha membrana tendrá la resistencia adecuada para que no se rasgue o perfora durante su puesta en obra.

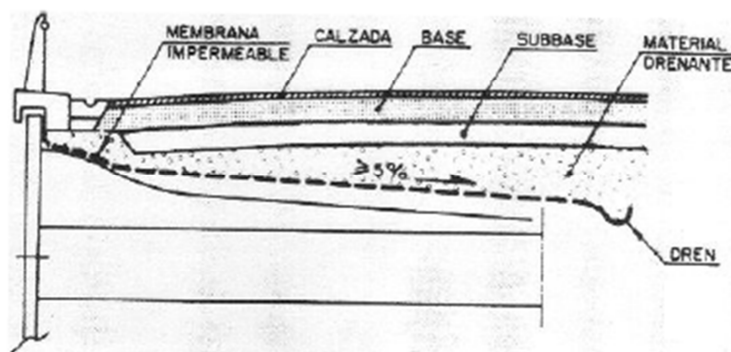


Figura 18. Ejemplo de protección contra la escorrentía debajo de la calzada [2].

Drenaje profundo:

En muros de desmonte realizados en un material poco permeable, se deben recoger y evacuar las aguas infiltradas disponiendo un drenaje de trasdós⁹ y, en su caso, debajo del macizo (ver Figura 19).

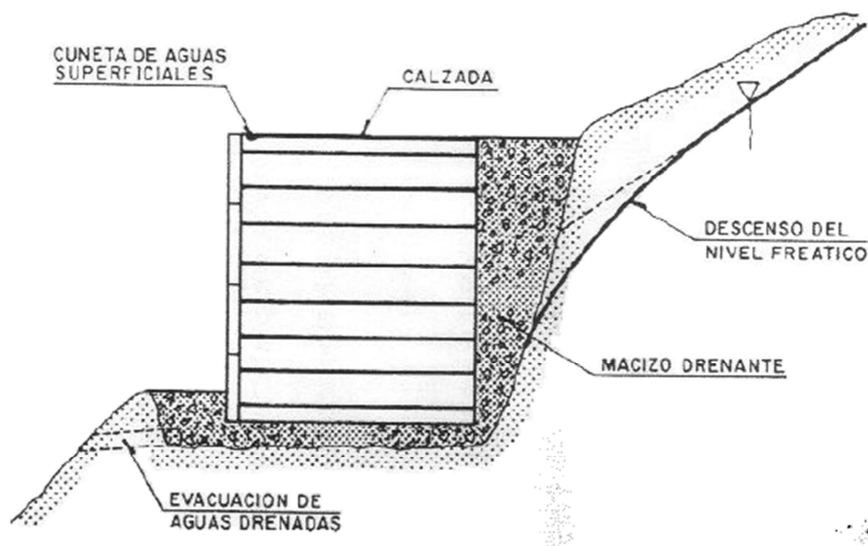


Figura 19. Drenaje de los muros [2].

La capa drenante debajo del macizo no es aconsejable si la obra está situada sobre suelo muy permeables (derrubios por ejemplo) porque hay que evitar las

⁹ Trasdós: es la cara del muro en contacto con el material contenido.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

infiltraciones en el talud. En este caso, por tanto, se deben evacuar las aguas procedentes del trasdós. Su drenaje se forma generalmente con una capa de área gruesa cuya granulometría se determina en función de la del terreno natural del terraplén.

6.3. MUROS CON ARMADURA EXTENSIBLE

Las estructuras de contención en suelo mecánicamente estabilizado con armadura extensible (geosintético) han sido muy utilizadas no solo para estribos de puentes y contención de tierras, sino también para reducir el área de construcción en vías para terraplenes. Los muros al igual que los taludes de alta pendiente en suelo mecánicamente estabilizado, son estructuras económicas que toleran mayores asentamientos diferenciales manteniendo su estabilidad, no así los muros de hormigón armado, los muros de gravedad o los muros pantalla, los cuales por su alta rigidez no toleran asentamientos diferenciales y requieren por tanto cimentaciones profundas que, para alturas importantes y suelos de baja capacidad portante son de un elevado costo.

La colocación de geosintéticos de refuerzo en la masa de suelo mejora la resistencia a la tracción, ya que análogo al refuerzo de un muro de concreto armado, el geosintético colocado en forma paralela a la dirección de deformación principal compensa la deficiencia de resistencia a la tracción del suelo.

Además, los materiales geosintéticos como geotextiles, geomembranas y geomallas se han desarrollado con características tales que pueden soportar las condiciones de humedad y de acidez y alcalinidad dentro del suelo.

La interacción suelo-refuerzo es primordial para el diseño de estas estructuras y es muy compleja dependiendo de la naturaleza y las propiedades de la armadura y el suelo. Algunos geosintéticos utilizados como refuerzo pueden añadir complejidad al problema debido a sus características geométricas y su comportamiento en cuanto a su deformación. Por lo tanto diferentes tipos de pruebas y análisis teóricos se han desarrollado durante las últimas décadas con el fin de mejorar la comprensión de dicha interacción suelo-refuerzo referente a la utilización de geosintéticos [12].

La Figura 20 es una ayuda para entender dicha interacción:

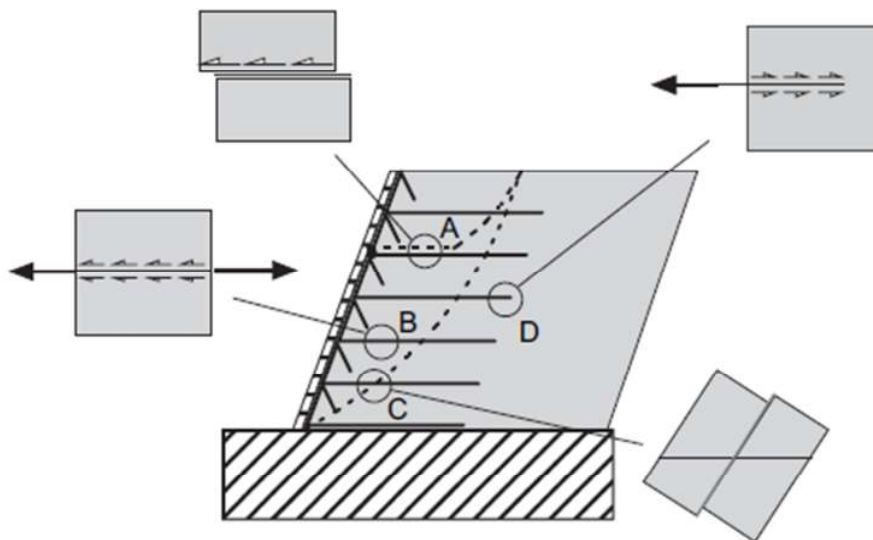


Figura 20. Mecanismos de interacción en un muro de suelo reforzado con geosintético [12].

La Figura 20 muestra un posible fracaso, o los mecanismos de deformación de un muro de suelo reforzado, dependiendo de la región y las condiciones de carga consideradas. En la región **A**, el deslizamiento de la masa del suelo en la superficie de refuerzo puede ocurrir, ensayos de corte particulares pueden ser empleados para cuantificar estas circunstancias. En la región **B**, el suelo y el refuerzo se puede deformar lateralmente, por lo que una prueba de deformación plana similar a la prueba de tracción en el suelo se puede utilizar en este caso. La Región **C**, muestra una situación donde el suelo y el refuerzo son cortados, por lo que el ensayo de corte directo con el refuerzo inclinado con respecto al plano de corte puede ser empleado. En la región **D**, el refuerzo se está tirando (traccionando) hacia afuera, por lo que se deberían hacer pruebas de tracción para este caso. Cabe señalar que todos estos tipos de prueba tienen limitaciones en la simulación de las condiciones reales que se encuentran en una estructura de suelo reforzado [12].

La ventaja de este tipo de estructura es que son alternativas más económicas, de hecho bajo las mismas condiciones geotécnicas y constructivas, este tipo de muro de suelo reforzado puede originar una reducción de los costos totales en un 30% a un 60%, si se compara con los muros reforzados en concreto, debido a que se pueden emplear materiales térreos del sitio [13].



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

6.3.1. MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO DE GEOTEXTIL

Debido a que las condiciones de humedad y alcalinidad del suelo corroen el acero, una alternativa es el uso de mantos sintéticos, tales como los geotextiles para reforzarlos, los mismos que resisten la tracción generada similarmente a como lo hacen las tiras metálicas.

Los muros reforzados con geotextil son económicos y de fácil construcción, sin embargo por ser un material flexible se pueden deformar con gran facilidad y las capas colocadas pueden generar superficies débiles para que ocurran desplazamientos del suelo.

La Figura 21 muestra un muro de retención en el que capas de geotextiles se usaron como refuerzo.

En este tipo de muro de retención, la fachada del muro se forma traslapando las hojas con una longitud de traslape de l_l . Cuando se termina la construcción del muro, la cara expuesta de éste debe recubrirse; de otra manera, el geotextil se deteriorará por exposición de la luz ultravioleta [10].

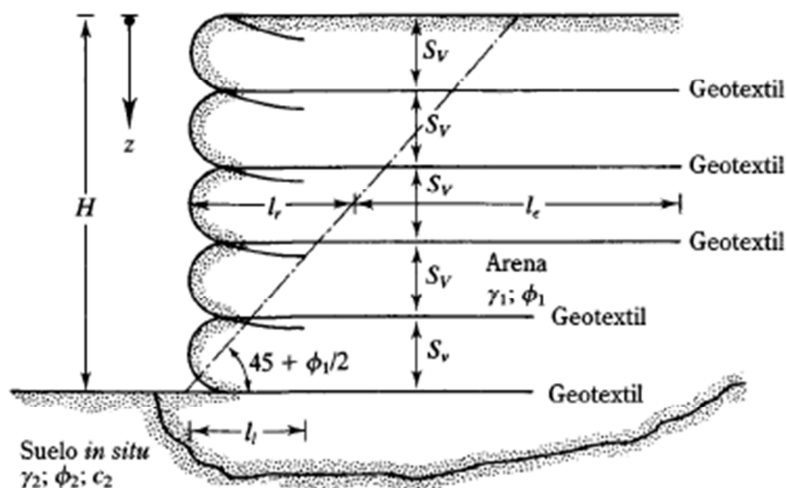


Figura 21. Muro de retención con refuerzo geotextil [10].

6.3.2. MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO DE GEOMALLAS

Las geomallas también se usan como refuerzo en relleno granular para la construcción de muros de retención. Dependiendo del material constitutivo la



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

geomalla puede descomponerse o corroerse, siendo la desventaja de la utilización de este material. La Figura 22 muestra los esquemas típicos de muros de retención con refuerzo de geomallas.

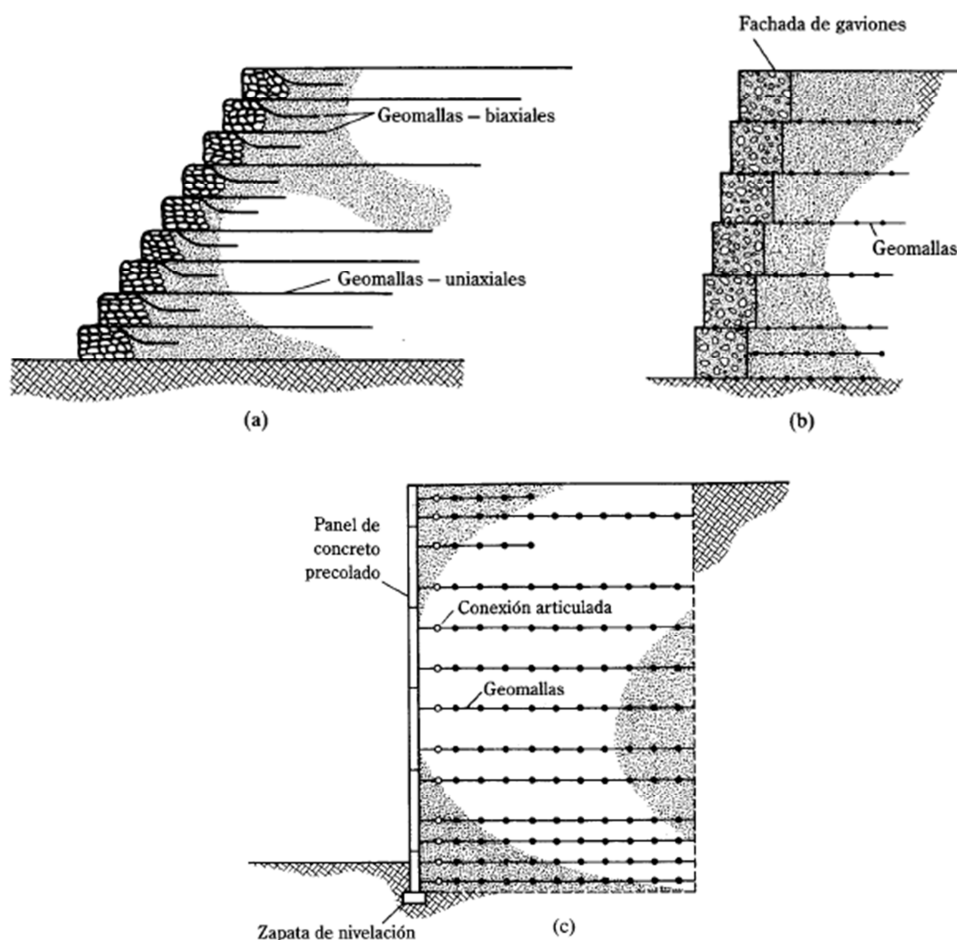


Figura 22. Diagramas típicos de muros de retención con refuerzo de geomallas: (a) muro con geomallas todo alrededor; (b) muro con fachada de gaviones; (c) muro con fachada de paneles de concreto [10].

6.3.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO [10]

El análisis de diseño de este tipo de muro es similar al presentado en el apartado 6.2.1. Se asume que la superficie de falla activa es una superficie plana definida por la Teoría de Rankine. A continuación el desarrollo para el diseño de un muro de retención mecánicamente estabilizado con geotextil.

Estabilidad interna

Se trata la estabilidad interna para determinar el espaciamiento entre geosintéticos, la longitud del geosintético y su distancia de traslape.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

1. Determinar la distribución de la presión activa sobre el muro con:

$$\sigma_a = K_a * \sigma_v = K_a * \gamma_1 * z$$

donde, K_a = coeficiente de presión de tierra activa de Rankine en función de φ_1 (ángulo de fricción del relleno granular)

γ_1 = peso específico del relleno granular

2. Selección de la resistencia permisible de un geotextil (o geosintético): σ_G (kN/m).

3. Determinar el espaciamiento vertical de las capas a cualquier profundidad z .

$$S_v = \frac{\sigma_G}{\sigma_a * FS_{(B)}} = \frac{\sigma_G}{\gamma_1 * Z * K_a * FS_{(B)}}$$

La magnitud de $FS_{(B)}$ (factor de seguridad contra falla por ruptura) es generalmente de 1.3 a 1.5.

4. Determinar la longitud de cada capa de geotextil

$$L = l_r + l_e$$

donde,

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right)}$$

y

$$l_e = \frac{S_v * \sigma_a * FS_{(P)}}{2 * \sigma_v * \tan\varphi_F}$$

$$\sigma_a = K_a * \gamma_1 * z$$

$$\sigma_v = \gamma_1 * z$$

φ_F = ángulo de fricción entre el geotextil y la interfaz del suelo $\varphi_F \approx \frac{2}{3} * \varphi_1$.

La magnitud de $FS_{(P)}$ (factor de seguridad contra falla por zafadura) es generalmente de 1.3 a 1.5.

5. Determinar la longitud de traslape, l_l



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$l_l = \frac{S_v * \sigma_a * FS_{(P)}}{4 * \sigma_v * \tan \phi_F}$$

La longitud mínima de traslape debe ser de 1 m.

Estabilidad externa

6. Se trata la estabilidad externa para verificar: volteo, deslizamiento y capacidad de carga, como se indica en el apartado 6.2.4.

6.3.4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Con las características de suelo granular establecidas en el apartado 6.2.5., para el ejemplo de muro reforzado con tiras metálicas, determinar, para un muro de 5 m de altura reforzado con geotextiles lo siguiente:

- Espaciamiento vertical
- Longitud total del geotextil

Para el material geotextil $\sigma_G = 14 \text{ kN/m}$.

DATOS DE ENTRADA

Altura del muro

H 5 m

Relleno granular

ϕ_1 36 °
 γ_1 16.5 kN/m³

Suelo de cimentación

ϕ_2 28 °
 γ_2 17.3 kN/m³
 C2 48 kN/m²

Geotextil

σ_G 14 kN/m
 ϕ_F 24.0 °

$$\phi_F \approx \frac{2}{3} * \phi_1$$

Factores de seguridad requeridos

FS (B) 1.5
 FS (P) 1.5



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

ESTABILIDAD INTERNA

K_a	0.26	°	
σ_a	21.4	kN/m ²	
σ_G	14	kN/m	$\sigma_a = K_a * \gamma_1 * H$

Espaciamiento vertical

z (m)	Sv (m)
2.50	0.87
3.50	0.62
4.5	0.48

$$S_v = \frac{\sigma_G}{\gamma_1 * Z * K_a * FS_{(B)}}$$

Se adopta:

Para $0 < z \leq 2.5$, Sv = 0.6 m
 Para $z > 2.5$ m, Sv = 0.4m

Longitud del geotextil

z (m)	Sv (m)	lr (m)	le (m)	L (m)
0.5	0.6	2.29	0.26	2.56
1	0.6	2.04	0.26	2.30
2.5	0.6	1.27	0.26	1.54
3	0.4	1.02	0.17	1.19
4.5	0.4	0.25	0.17	0.43

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} \quad l_e = \frac{S_v * \sigma_a * FS_{(P)}}{2 * \sigma_v * \tan\phi_F} \quad L = l_r + l_e$$

Se adopta:

Para $0 < z \leq 2.5$,
 L = 2.6 m
 Para $z > 2.5$ m,
 L = 1.6m

Longitud de traslape

l_l	0.13 m	Para $0 < z \leq 2.5$	$l_l = \frac{S_v * \sigma_a * FS_{(P)}}{4 * \sigma_v * \tan\phi_F}$
l_l	0.09 m	Para $z > 2.5$ m	

La longitud mínima de traslape debe ser 1 m

l_l	1 m	OK
-------	-----	----

ESTABILIDAD EXTERNA

La revisión de la estabilidad externa se realiza de igual forma que en el apartado 6.2.4.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

6.3.5. MATERIALES PARA RELLENO

Como se ha mencionado, el relleno para este tipo de estructuras trabaja a compresión, éste relleno que es de tipo friccional y debe ser de calidad para el mejor aprovechamiento del refuerzo.

El rozamiento interno del terreno influye tanto en la resistencia del contacto suelo-refuerzo como en el esfuerzo máximo de tracción soportado por los refuerzos.

Para el buen aprovechamiento de las armaduras se recomienda que el ángulo de fricción interna del relleno ϕ , medido sobre el material saturado en condiciones de corte rápido, sea al menos de 25° y el ángulo de fricción suelo-refuerzo, medido bajo las mismas condiciones, sea al menos de 22° [2].

Para el caso de obras en seco y suponiendo que la compactación se realiza adecuadamente, el ángulo de fricción interna del relleno sea mínimo de 36° , tal como se venía mencionando.

En el caso de obras parcialmente saturadas será necesario un estudio específico. En la fase de anteproyecto será razonable no tomar un valor de ángulo de fricción interno superior a 25° [2].

6.3.6. PUESTA EN OBRA

De acuerdo a revisiones realizadas a proveedores de geosintéticos, se debe tomar algunas consideraciones al momento del control y puesta en obra de estas estructuras, a continuación se mencionan algunas de estas:

- Aplicar el geotextil no tejido sobre superficies lisas, libres de objetos que puedan dañar al geotextil, como pincharlo o cortarlo.
- El geotextil puede desenrollarse a mano o utilizando algún equipo adaptado para esta función, evitando en lo posible las arrugas.
- La unión o traslape no debe ser menor que 1 m o la indicada por especificaciones de diseño, también pueden usar uniones cosidas o grapadas.
- El geotextil no se puede fijar al suelo por medio de anclas o broches, ó piedras lisas.
- El material no debe ser pisado directamente por equipos de construcción. Debe existir una capa de 20 ó 30 cm de relleno para proteger el material de estos equipos y proporcionar confinamiento.
- Para almacenamientos de duración inferior a quince días no es necesario adoptar precauciones especiales. Para almacenamientos de mayor duración



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

se respetarán las indicaciones del fabricante del fabricante y los rollos se protegerán a la acción directa de los rayos solares [3].

- Es recomendable no tener expuesto el material geotextil al sol por más de quince días. Los geotextiles son afectados por los rayos ultravioletas; se deben proteger entonces, durante su almacenamiento y en la construcción. Una alternativa de protección es la colocación de una cubierta de betún asfáltico u hormigón sobre las zonas que estén expuestas a los rayos del sol.

7. TALUDES Y TERRAPLENES

Se conocen con el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación terrea natural, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes [14].

7.1. TALUDES Y TERRAPLENES DE SUELO REFORZADO

Los taludes reforzados son estructuras que a diferencia de los muros de suelo reforzado tienen una inclinación del terreno con respecto a la horizontal inferior, por lo general a los 70° , normalmente inclinaciones de taludes entre 70° y 90° se diseñan como muros en suelo reforzado, además, la superficie de falla que se asume para el diseño del refuerzo es circular según los modelos de falla Coulomb, Bishop Circular, Janbu Circular, etc., mientras que cuando de muros reforzados se refiere la superficie de falla que se asume es el modelo de cuña de falla de Rankine ($45^\circ + \phi/2$) [13].

La colocación de refuerzo en la construcción de taludes permite que estos tengan una mayor inclinación a la del ángulo de reposo y permite ahorros de volumen de material de relleno y menor área para la construcción. Los refuerzos que más se utilizan para la estabilización de taludes son los geotextiles.

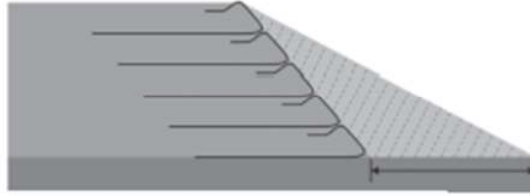
Entre los beneficios de la utilización de geotextiles tejidos como refuerzo en la construcción de taludes y terraplenes se pueden señalar los siguientes [13]:



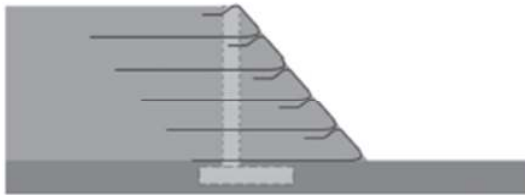
UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

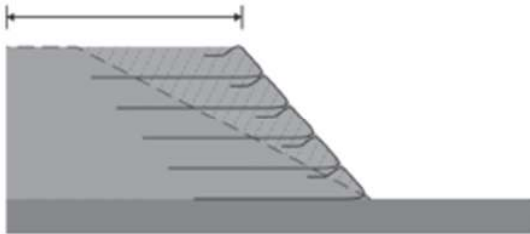
a) Reducción del volumen del relleno



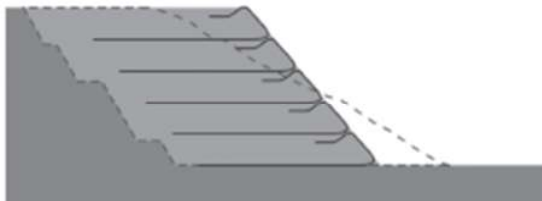
b) Evitar la construcción de muros de contención rígidos



c) Obtención de una inclinación más pronunciada



d) Reconstrucción de taludes en deslizamientos



Cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, los terraplenes pueden transmitir una presión de contacto de tal forma que se generan unas fuerzas de corte las cuales pueden superar la resistencia al corte del suelo de fundación, generándose una falla en la base del terraplén [13 y 14]. Por ello, la colocación de refuerzo ofrece la posibilidad de construcción de terraplenes sobre suelos de baja capacidad portante.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

En el caso de una vía, si estas solicitaciones son causadas por cargas externas como tráfico, el refuerzo permite la aplicación de mayores cargas y el aumento de la vida útil de la estructura.

La metodología empleada supone (1) taludes o terraplenes sobre suelos con adecuada capacidad de carga y (2) taludes y terraplenes sobre suelos con baja capacidad de carga. En (1) se impide a las potenciales superficies de falla presentarse en la base o por el pie del talud, un ejemplo de los componentes de este caso se muestra en la Figura 23.

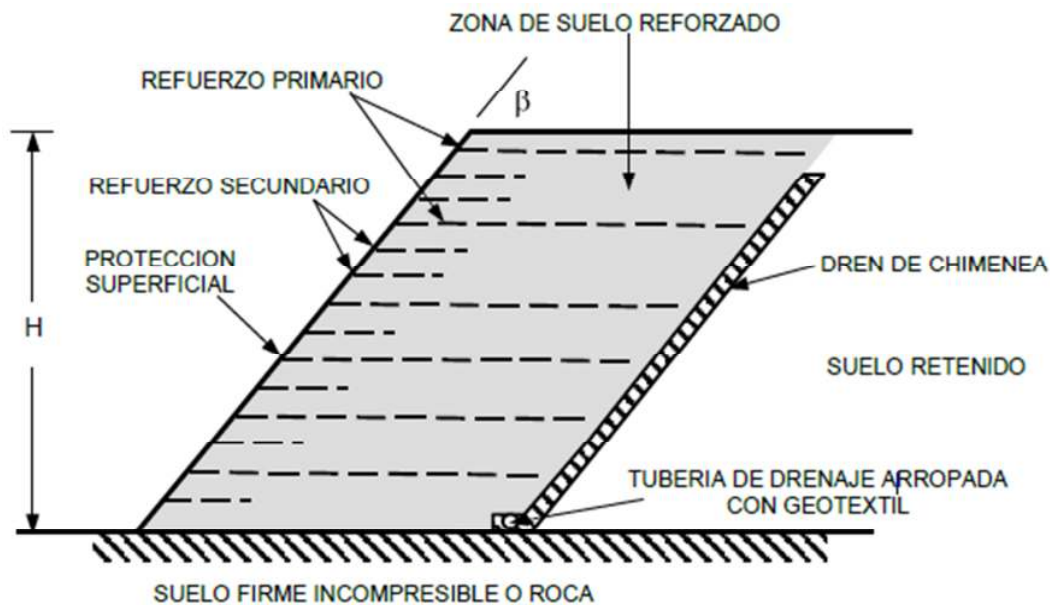


Figura 23. Talud o terraplén de suelo reforzado sobre suelo firme [15].

En la Figura 23, H es la altura del talud y β es el ángulo que forma la cara del talud con respecto a la horizontal.

ZONA DE SUELO REFORZADO: Es la masa de suelo conformada por el relleno y las capas horizontales de refuerzo. Pueden o no existir también sobrecargas sobre la superficie del suelo reforzado.

SUELO RETENIDO: Es el suelo natural o relleno localizado detrás de la zona del suelo reforzado. Puede soportar o no sobrecargas en su superficie.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

DREN DE CHIMENEA: Necesaria como medida de seguridad, el colocar un dren que elimine o intercepte las aguas subterráneas provenientes del respaldo, evitando que se establezca una red de flujo a través del talud, disminuyéndole de esta forma su factor de seguridad e incluso podría ponerlo en peligro al generarse presiones hidrostáticas en la zona de suelo reforzado. Estos drenes pueden formarse por piedra partida, envuelta dentro de un geotextil, que funciona como filtro para evitar su taponamiento o drenes prefabricados y una tubería de drenaje forrada con un geotextil para desalojar el agua que se colecte. -

SUELO DE CIMENTACIÓN: Suelo o roca localizado por debajo de la zona del suelo reforzado.

REFUERZO PRIMARIO: Comprende las capas horizontales de alta resistencia que se colocan desde la cara del talud hacia adentro del mismo en la zona de suelo reforzado. El refuerzo primario le da la resistencia a la tracción a la zona de suelo reforzado y le permite al talud resistir un ángulo β más alto que el de reposo del material de relleno o incluso alcanzar mayores alturas que las que permitiría dicho material sin refuerzo.

REFUERZO SECUNDARIO: Capas horizontales cortas de geosintético que permiten estabilizar de manera local la cara del talud, durante y después de su construcción. En algunos casos el refuerzo secundario se usa de manera conjunta con una capa delgada de material granular en la cara del talud, lo que facilita su construcción y drenaje.

PROTECCIÓN SUPERFICIAL: Protege la cara del talud contra la erosión. Esto se logra de muchas maneras: revegetando el talud, colocando concreto lanzado o utilizando geomatrices, las cuales se fijan a la cara del talud para prevenir la erosión sobre todo a aquellas debidas a las lluvias y a las corrientes que se forman por encima de la superficie de la cara del talud.

De producirse (2), se tendría que estudiar algún tipo de estabilización como: refuerzo de la base del terraplén con geotextil, estabilización con material de mejoramiento o cimentaciones profundas, ya que la resistencia del suelo de cimentación y su compresibilidad controlan mayormente la estabilidad de la estructura y aunque se llegara a estabilizar con refuerzo el suelo blando éste tiene una gran deformabilidad,



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

que producirían hundimientos y deformaciones con el tiempo una vez culmine la construcción, por lo que se debería controlar dichas deformaciones para garantizar el normal funcionamiento de la estructura y la vida útil de la misma. En la Figura 24 se muestra el caso de un terraplén sobre suelo blando; el estrato blando o compresible D es el que va a presentar las deformaciones, las cuales pueden evitarse a menos de removerlo del sitio, siempre que sea de poco espesor ya que de lo contrario no sería factible económicamente. Al colocarse el refuerzo en la parte inferior, éste debe ser tal que tome los esfuerzos que se generan y minimice la deformación que se presente. El refuerzo que se coloque en una capa o varias capas debe tener propiedades que cumplan con la resistencia de tal forma que se oponga a los esfuerzos actuantes de manera semejante a cuando se coloca acero en una losa o una viga de concreto reforzado [15].

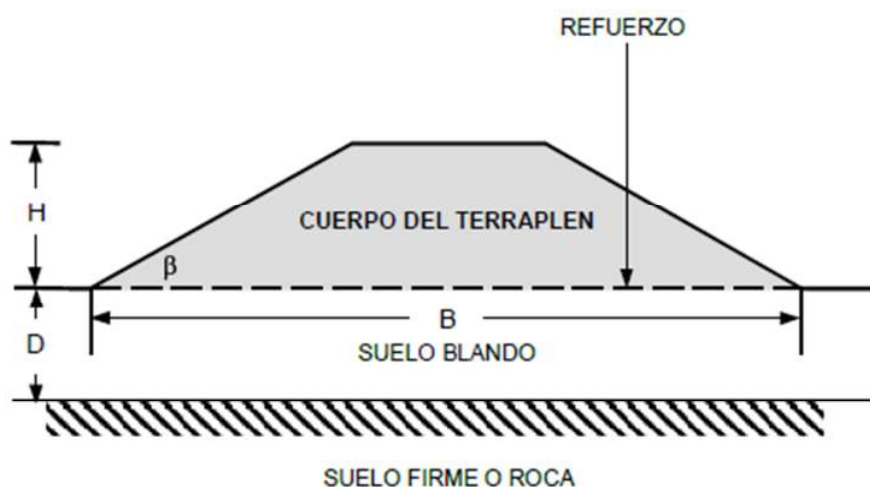


Figura 24. Terraplén sobre suelo blando [15].

De la figura 24, los componentes de un terraplén sobre suelo blando son:

D: Espesor de suelo blando

H: Altura del terraplén

B: Ancho o base del terraplén

β : Ángulo del talud respecto a la horizontal.

RELLENO DEL TERRAPLÉN: Suelo natural o importado (de mejoramiento), compactados, utilizados para relleno en la formación del cuerpo del terraplén.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

SUELO DE CIMENTACIÓN: Suelo de baja resistencia al esfuerzo cortante, tal que el factor de seguridad contra la falla catastrófica o de colapso del terraplén queda controlada por los suelos subyacentes. Estos suelos pueden ser compresibles bajo el peso del relleno del terraplén.

REFUERZO: Es una capa horizontal de alta resistencia que se extiende al total de la base del terraplén. En algunos casos se ha llegado a utilizar más de una capa de refuerzo en la base del terraplén y la capa de este se ha reforzado con capas horizontales, primarias y secundarias, semejantes a las ya descritas, para los taludes con pendientes muy pronunciadas.

7.2. REFUERZO

El refuerzo que se utiliza para estabilizar taludes y terraplenes tiene diferentes resistencias y rigideces, que varía tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal. La dirección más fuerte deberá orientarse de manera perpendicular a la cara del talud (en caso de geomallas uniaxiales uno de sus lados es preferentemente fuerte).

Los geotextiles y las geomallas biaxiales, en taludes, se usan como refuerzo secundario. Los geotextiles de alta y muy alta resistencia se usan como refuerzo primario.

7.2.1. REFUERZO SECUNDARIO

El refuerzo secundario se recomienda para prevenir y minimizar los desconchamientos¹⁰ y fallas locales del talud. El refuerzo secundario se recomienda colocar con espaciamientos menores a 60 cm y con una extensión o longitud de 1.2 m a 1.5 m hacia adentro del talud. Este refuerzo no necesita tener la misma resistencia que el refuerzo primario y podrá ser cualquier tipo de geosintético que satisfaga el requerimiento [15].

7.3. ANÁLISIS Y DISEÑO

En el diseño de un terraplén lo que se busca es determinar las longitudes de geotextil necesario a colocarse, la distribución respectiva en capas para que cumpla la estabilidad interna.

¹⁰ Desconchado: Parte en que una superficie pierde su revestimiento



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

7.3.1. ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA TALUDES Y TERRAPLES

No existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes, debido a que los métodos de cálculo en boga están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico, por lo que solo serán aplicados a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo que se considera en cada método, además, otra razón por la que no puede contarse con un método general de análisis aplicable a todos los casos es que, la aplicación de un método teórico de análisis implica que se pueda utilizar los parámetros de resistencia del suelo adecuados al caso, es decir se puede hablar de homogeneidad o de una estratigrafía bien conocida y bien definida lo cual no es tan cierto, ya que para asegurarlo convendría realizar exploraciones, muestreos y pruebas de laboratorio que permitan definir los parámetros de resistencia para aplicar el método de análisis teórico que será apropiado; pero es casi imposible el conocimiento de las propiedades mecánicas en los suelos en detalle en especial en cortes y laderas naturales [14].

Se dispone algunos métodos de cálculo de estabilidad de taludes, para establecer si un talud será estable y para tomar alguno de estos métodos como idóneo para emplearlo.

Los métodos de cálculo de estabilidad de taludes pueden consultarse en [14] en el capítulo 6, Estabilidad de taludes. Estos métodos son:

- A. Taludes en arenas limpias
- B. Falla rotacional. Método sueco
- C. Análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares
- D. Falla traslacional
- E. El método de la cuña

Sera preciso tener en cuenta la diferencia que existe entre cortes y terraplenes; en terraplenes, será más probable contar con condiciones que se ajusten más a un método matemático de cálculo, ya que estos se construyen siguiendo un procedimiento conocido y una cierta uniformidad en el uso y tratamiento de los suelos, además, está claro de que se debieron hacer el estudio de campo y laboratorio necesario. En taludes será mucho más difícil que se den las condiciones que se requieren para la aplicación de alguno de los métodos.

Los métodos de cálculo de estabilidad de taludes conducen a calcular el factor de seguridad F_s mínimo de las superficies potenciales de falla para cualquier condición de tipo de falla (modelo de falla). No es fácil decir en general cual ha de ser el valor de F_s que resulte más conveniente considerar, éste valor dependerá de la importancia que tenga la falla, la del propio talud, las características del suelo, lo



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

B. Conocer el perfil estratigráfico del suelo de fundación y determinar sus propiedades geotécnicas:

En esta metodología de diseño se supone condiciones óptimas de cimentación. De presentarse problemas de inestabilidad por malas condiciones de cimentación es necesario estudiar alternativas de estabilización tales como: refuerzo de base con geotextiles, remplazo de materiales, cimentación profunda, etc. Las propiedades que se deberían investigar son:

- Gradación e índice de plasticidad
- Propiedades para la compactación del Proctor modificado, densidad máxima y humedad óptima de compactación ($\gamma_{d_{max}} \omega_{optima}$)
- Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante
- Parámetros de consolidación para el cálculo de asentamientos
- Localizar la altura del nivel freático (NF) y presencia de agua
- Para terraplenes de reparaciones de taludes se debe identificar la superficie de falla así como la causa de la inestabilidad.

C. Establecer las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del terraplén

Los materiales usados en la construcción de terraplenes reforzados son de tipo friccional o granulares como se ha venido mencionando.

D. Establecer los parámetros de diseño del geotextil de refuerzo.

Los geosintéticos que se utilicen deben tener suficiente resistencia a la tensión, y que permanezca sano e inalterado por un tiempo de vida mucho mayor al de la estructura que se diseñe, las especificaciones técnicas como resistencia a la tracción y criterios de durabilidad se muestran en las hojas técnicas adjuntadas al final como: Anexo 2: Especificaciones técnicas de Geomembranas y Anexo 3: Especificaciones técnicas de Geotextiles.

E. Determinar el refuerzo necesario para estabilizar el talud.

El procedimiento de análisis de estabilidad de taludes consiste en considerar un arco de circunferencia de radio R y de centro en O como la traza de una superficie hipotética de falla (Ver Figura 26), las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso que sostuviere el arco de circunferencia trazado (W), mas cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona del talud (q).



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

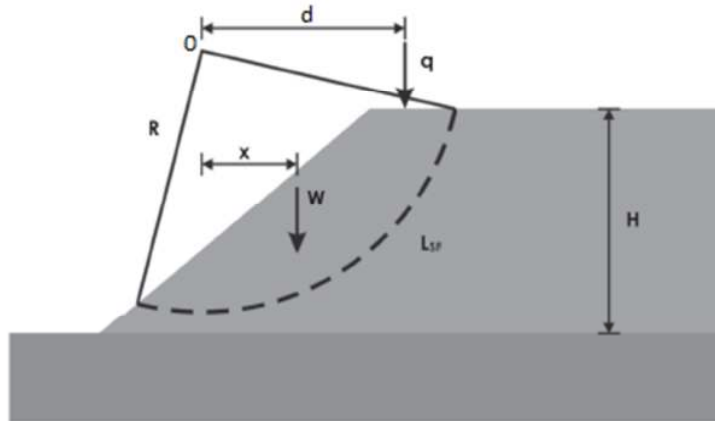


Figura 26. Esquema de superficie de falla [13].

Las superficies de falla con factores de seguridad menores a 1.5, mencionados en el apartado 7.3.1., se pueden determinar en un programa computacional de estabilidad de taludes, teniendo dicha superficie de falla se procede a aplicar la ecuación de equilibrio límite:

$$FS_U = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos desestabilizadores}}$$

FS_U es el factor de seguridad mínimo calculado en el programa de estabilidad.

Para el caso de la Figura 26 se tiene:

$$M_R = \sum \text{Momentos resistentes} = \sum W * x + q * d$$

$$M_D = \sum \text{Momentos desestabilizadores} = \tau * L_{sf} * R = T * R$$

donde, τ =Resistencia al corte del suelo

L_{sf} = Longitud de la superficie de falla

R = Radio

T = Fuerza que se genera en la superficie de falla

Para determinar la fuerza total de tracción que se genera con la colocación del refuerzo y que garantice un factor de seguridad de 1.5 requerido (FS_R), se utiliza la siguiente formula:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$T_{total} = \frac{[(FS_R - FS_U) * M_D]}{R}$$

La fuerza necesaria que debe suministrar cada capa de geotextil es:

$$T_g = \frac{T_{total}}{\text{espaciamientos requeridos}}$$

Para taludes con alturas bajas ($H < 6 \text{ m}$) se recomienda una distribución uniforme del refuerzo y usar T_{total} para determinar el espaciamiento del refuerzo.

Para taludes altos ($H > 6 \text{ m}$) se divide el talud en dos zonas de refuerzo ($T_{superior}$ y $T_{inferior}$) o en tres zonas de refuerzo de iguales dimensiones y usar la siguiente distribución de T [13]:

Para dos zonas:

$$T_{superior} = \frac{3}{4} * T_{total}$$

$$T_{inferior} = \frac{1}{4} * T_{total}$$

Para tres zonas:

$$T_{superior} = \frac{1}{2} * T_{total}$$

$$T_{medio} = \frac{1}{3} * T_{total}$$

$$T_{inferior} = \frac{1}{6} * T_{total}$$

Para cada zona, se calcula la resistencia a la tracción de diseño T_g , requerida para cada capa cuyo espaciamiento vertical del refuerzo es S_v . Se recomiendan espesores de capa entre 25 y 50 cm.

La resistencia a la tracción se calcula de manera semejante a como se realiza para muros mecánicamente estabilizados (apartado 6.2.3).

(a) Falla por zafadura

La falla por zafadura o extracción se presenta como resultado de un excesivo movimiento de la capa del refuerzo a través del suelo. La resistencia a la extracción disponible del geotextil se calcula mediante la siguiente formula:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$T_{gadm} = 2 * l_e * \sigma_v * C * \tan \varphi_1$$

donde,

l_e = longitud efectiva de anclaje

σ_v = presión vertical efectiva a una profundidad z

φ_1 = ángulo de fricción del suelo reforzado

C = coeficiente de interacción suelo refuerzo. Este coeficiente esta en función del tipo de geosintético y del tipo de suelo de que se trate puede variar entre 0.7 y 0.9 [15].

El paso siguiente es calcular la longitud de empotramiento requerida L_e .

$$L_e = \frac{T_{gadm} * FS_{(P)}}{2 * \sigma_v * \tan \varphi_F}$$

φ_F = ángulo de fricción entre el geotextil y la interfaz del suelo $\varphi_F \approx \frac{2}{3} * \varphi_1$.

La magnitud de $FS_{(P)}$ (factor de seguridad contra falla por zafadura) es generalmente de 1.3 a 1.5.

La longitud mínima de empotramiento debe ser de 1 m.

(b) Falla por ruptura

Esta falla se presenta cuando el esfuerzo a la tracción en el geosintético excede al esfuerzo de trabajo permisible en el mismo geosintético, lo cual se traduce a una deformación inadmisibles y posiblemente hasta la ruptura del geosintético. En realidad casi nunca se alcanza el rompimiento del geosintético, ya que las cargas de diseño se seleccionan para que permanezcan siempre muy por debajo de la resistencia última del geosintético [15].

F. Chequear la estabilidad externa.

Revisión por deslizamiento

Se debe determinar el factor de seguridad al deslizamiento el cual debe ser mayor a 1.5. De no ser así se debe ampliar la base y la longitud del refuerzo del terraplén.

$$FS_D = \frac{\sum \text{Fuerzas horizontales resistentes}}{\sum \text{Fuerzas horizontales desestabilizantes}}$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$FS_D = \frac{[(W + P_a * \sin \varphi_1) * \tan \varphi_F]}{P_a * \cos \varphi_1}$$

$$W = \frac{1}{2} * L^2 * \gamma * \tan \beta \quad \text{para } L < H$$

$$W = [L * H - H^2 / (2 * \tan \beta)] * \gamma \quad \text{para } L > H$$

Donde, L= Longitud del refuerzo en la capa inferior

H= altura del talud

P_a =Presión activa de tierra

φ_F = ángulo de fricción entre el suelo de fundación y el geotextil

$$\varphi_F \approx \frac{2}{3} * \varphi_1.$$

β = ángulo del talud

Revisión por capacidad portante

Se debe calcular la capacidad portante última y admisible del terreno con el objetivo de compararla con la presión de contacto, tal como se realiza en secciones anteriores para el caso de muros.

Cuando el espesor del estrato de suelo blando es mayor que el ancho del terraplén se puede calcular la capacidad portante por métodos clásicos (Terzaghi and Peck, 1967; Vesic, 1975; Perloff and Baron, 1976; and U.S. Navy, 1982). Se recomienda calcular la capacidad portante en términos de parámetros no drenados pues esta condición se asemeja más a las condiciones de construcción de terraplenes, un proceso de carga rápido sin disipación de presiones de poros [16].

Con base en lo anterior la capacidad portante se puede calcular como:

$$q_{ult} = C_u * N_c$$

Donde,

N_c = Factor de capacidad portante

C_u = Resistencia a corte no drenada del suelo de fundación

Las siguientes expresiones corresponden a las formulas analíticas que proporcionan los valores de los coeficientes o factores de capacidad portante de Brinch-Hansen.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$

donde,

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} * e^{\pi \tan \varphi}$$

Para el caso particular de $\varphi=0$, tenemos que los coeficientes de capacidad de carga valen respectivamente:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5.14$$

Si la presión de contacto es mayor que la capacidad portante del terraplén puede fallar por capacidad portante.

7.3.3. EJEMPLO DE DISEÑO

Se desea construir un terraplén de 6 m de altura sobre el cual se piensa construir una estructura de pavimento, se supone que la sobrecarga transmitida es de 10 kPa.

El análisis de la estabilidad del talud sin refuerzo se ha realizado utilizando el programa GEOSLOPE 2007 (SLOPE/W). El modelo de falla utilizado dentro del programa es el de Spencer. El método de Spencer es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Se requiere satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en bloques individuales. El bloque es creado mediante la división del suelo sobre la superficie de deslizamiento dividiendo planos, este método es aplicable tanto a superficies de falla circulares como generales.

DATOS DE ENTRADA

Terraplén

$$\begin{array}{ll} H & 6 \text{ m} \\ \beta & 45^\circ \end{array}$$

Relleno granular

$$\begin{array}{ll} \varphi_1 & 30^\circ \\ \gamma_1 & 21 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

Suelo de cimentación

$$\varphi_2 \quad 27^\circ$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

γ_2 19 kN/m³
C2 10 kN/m²

Geotextil

σ_G 14 kN/m
 φ_F 20.0 °

Esfuerzo admisible

$$\varphi_F \approx \frac{2}{3} * \varphi_1$$

Cargas externas

q 10 kN/m²

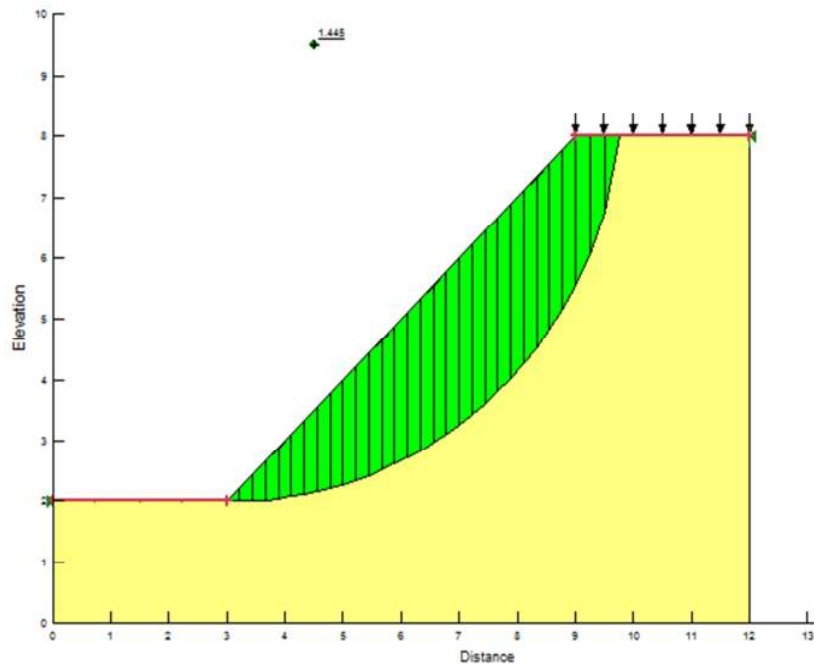
Factores de seguridad requeridos

FS (R) 1.5
FS (P) 1.5

Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud

• Análisis de corte de talud

Factor de seguridad optimo o mínimo

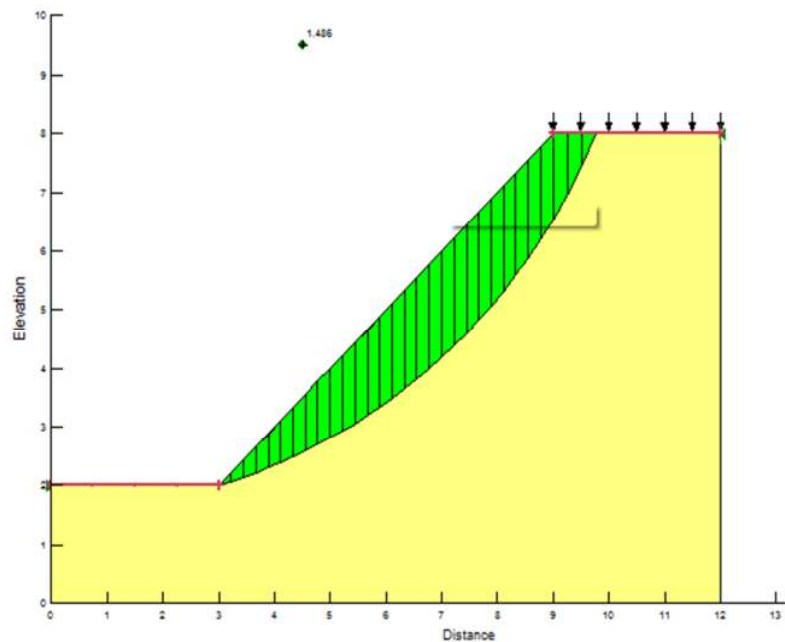




UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Factor de seguridad menor a 1.5



Con referencia a la Figura 26, los resultados del programa arrojan los datos presentados en la Figura 27.

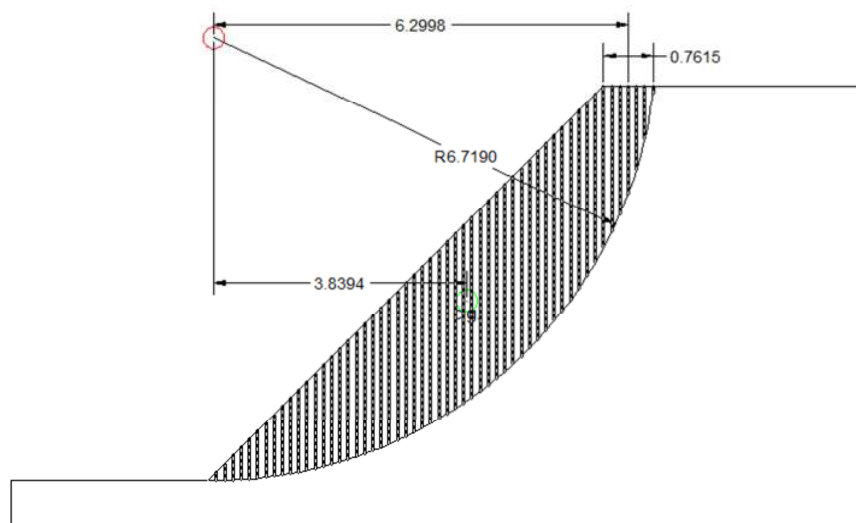


Figura 27. Diagrama de resultados del ejercicio. GEOSLOPE



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Momento resistente

A	13.13	m ²	Área que sostiene el arco de circunferencia
W	275.68	kN/m	
x	3.84	m	
	0.76	m	Parte que está dentro de la superficie de falla
q	7.62	kN/m	Carga puntual en el área de influencia
d	6.30	m	
R	6.72	m	
Fsu	1.445		

M_D 1106 kN-m/m

M_R 1599 kN-m/m

T_{total} 9.1 kN/m

Determinación de la distribución de los esfuerzos

Numero de capas	12
T_g	0.75 kN/m
S_v	0.5 m

Determinación de la longitud de geotextil

z (m)	S_v (m)	L_g (m)	l_e (m)	L_I (m)	L (m)
0.5	0.5	1.19	2.75	1	5.44
1	0.5	1.58	1.37	1	4.45
2.5	0.5	2.48	0.55	1	4.53
3	0.5	2.68	0.46	1	4.64
4.5	0.5	2.81	0.31	1	4.62
5	0.5	2.61	0.27	1	4.38
5.9	0.5	1.14	0.23	1	2.87

* L_g: es la longitud geométrica que va desde la cara del terraplén hasta la superficie de falla

* L_I: es la longitud de dobléz (1m como mínimo)

Se adopta:

Para $0 < z \leq 6$, $L = 7$ m

LT 7 m



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

ESTABILIDAD EXTERNA

Chequeo al deslizamiento

W 504 kN/m

Ka 0.33

Pa 126 kN/m

FSD 1.9 > 1.5 ok

8. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones superficiales son aquellas en las que el plano de contacto entre la estructura y el terreno está situado bajo el terreno que la rodea a una profundidad D_f (ver Figura 28) que resulta pequeña cuando se compara con el ancho B de la cimentación. De acuerdo con la teoría de Terzaghi (1943), para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales, una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación, es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, se sugiere que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales [10].

Las zapatas corridas y las losas de cimentación se denominan cimentaciones superficiales. Una zapata aislada o corrida es simplemente una ampliación de un muro de carga o columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande del suelo [17], en la Figura 29 se muestra este tipo de cimentación.

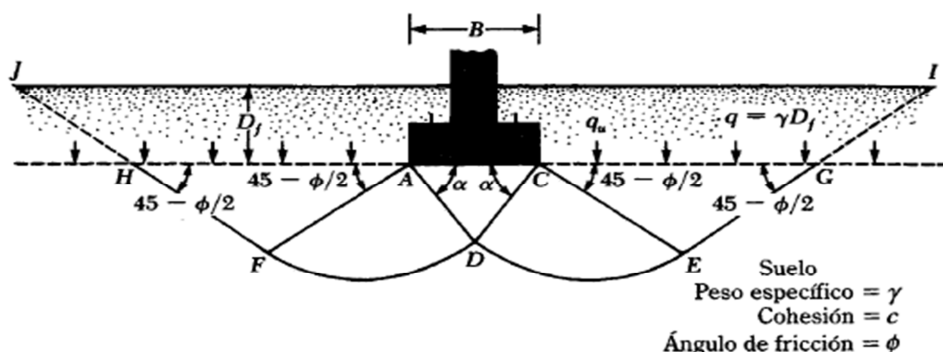


Figura 28. Esquema de una cimentación rígida corrida [10].

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla es la mostrada en la Figura 28.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

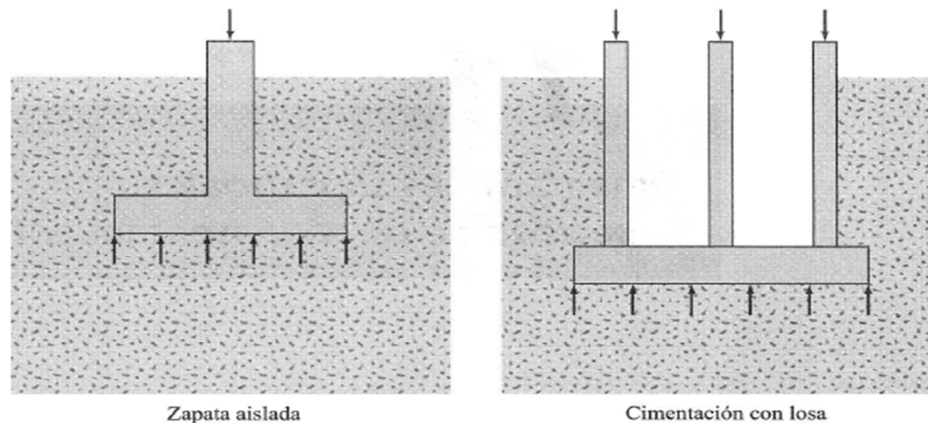


Figura 29. Cimentaciones superficiales [10].

Para comportarse satisfactoriamente, las cimentaciones superficiales deben tener dos características principales [10]:

- 1) La cimentación deber ser segura contra una falla por corte general del suelo que la soporta.
- 2) La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir, un asentamiento excesivo.

8.1. CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Al considerar una cimentación corrida (superficial) que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como se muestra en la Figura 30, con un ancho igual a B . Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por unidad de área, q , sobre la cimentación se muestra también en la Figura 30, junto con el asentamiento. En cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u , se denomina generalmente capacidad de carga última de la cimentación. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla general por cortante (Figura 30).

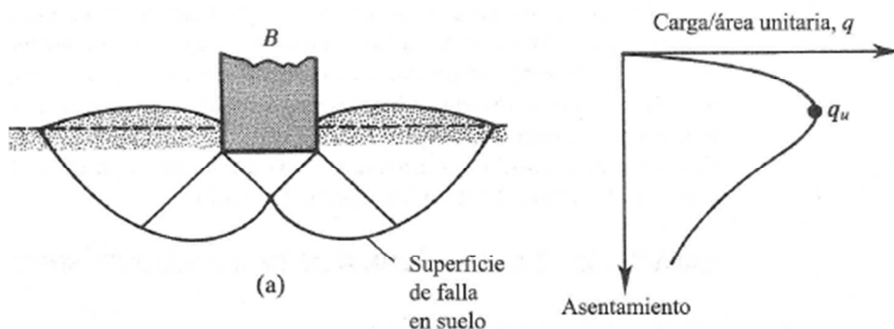


Figura 30. Falla general por cortante [17].

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso o arcilloso mediamente compactado (Figura 31), un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como muestran las líneas continuas en la Figura 31.

Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (línea discontinua de la Figura 31). La carga por unidad de área bajo la cual sucede dicho fenómeno es la capacidad de carga última q_u . Mas allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación.

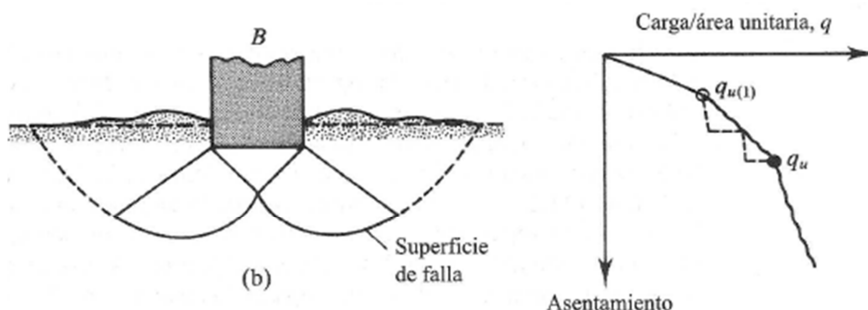


Figura 31. Falla local por corte del suelo [17].

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como lo muestra la Figura 32. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla q_u , la grafica carga-asentamiento se inclinará y será prácticamente



UNIVERSIDAD DE CUENCA Fundada en 1867

lineal. En la Figura 32 se muestra este tipo de falla denominada falla de corte por punzonamiento.

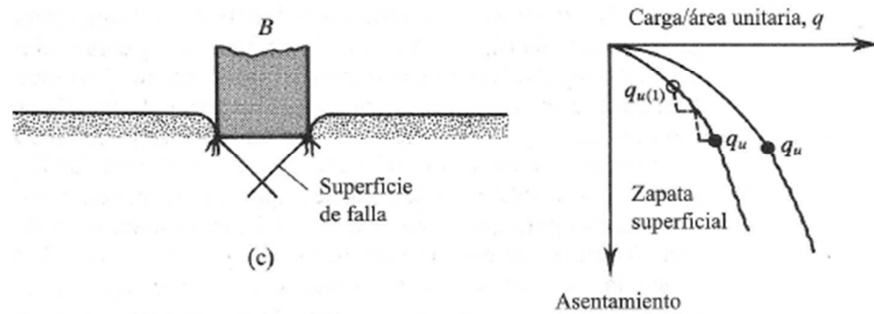


Figura 32. Falla de cortante por punzonamiento [17].

Vesic (1973), propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones descansando en arenas. La Figura 33 muestra esta relación.

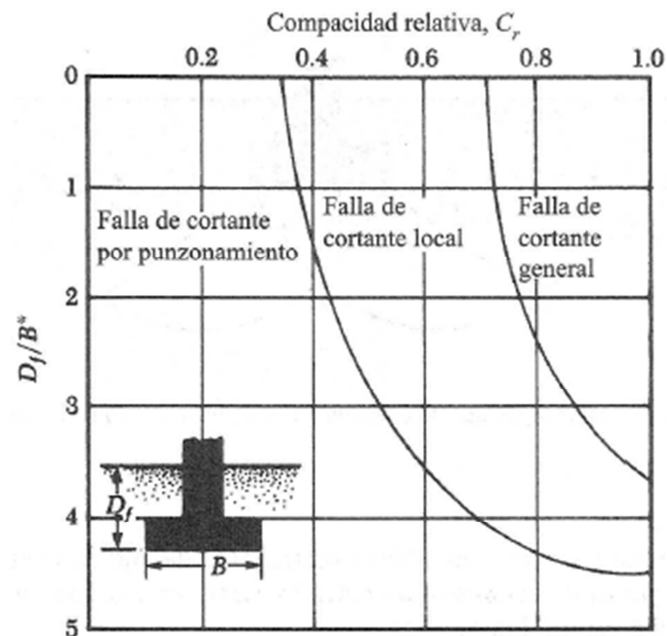


Figura 33. Modos de falla en cimentaciones sobre arena (Vesic, 1973) [17].

De la Figura 33, C_r = compacidad relativa de la arena

D_f = profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$B^* = \frac{2 * B * L}{B + L}$$

Donde, B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

L es siempre mayor que B

Para cimentaciones superficiales (D_f/B^* pequeña), la carga última puede ocurrir para un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de B . Esta condición ocurre al presentarse en los suelos la falla general de corte; sin embargo, en el caso de falla local o de corte por punzonamiento, la carga última puede presentarse para asentamientos de 15 al 25% del ancho de la cimentación B [10].

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma:

$$q_u = c * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

donde, c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$$q = \gamma * D_f$$

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga se definen mediante las expresiones:

$$N_q = \frac{e^{2 * \left(\frac{3 * \pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) * \tan \phi}}{2 * \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = \cot \phi * (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} * \left(\frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right) * \tan \phi$$

donde, K_p = coeficiente de empuje pasivo



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

8.1.1. FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la capacidad de carga admisible total en cimentaciones superficiales requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga total última:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

8.2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES SOBRE SUELO REFORZADO

Cuando se construyen estructuras sobre suelos de baja capacidad portante, éstos pueden transmitir una presión de contacto de tal forma que se generan unas fuerzas de corte que pueden llegar a superar la resistencia al corte del suelo de fundación, dando como resultado una falla por capacidad portante o por asentamiento en la cimentación. Esta capacidad de carga puede mejorarse si se coloca en su interior refuerzos que absorban la tracción, estos refuerzos pueden ser tiras metálicas, geotextiles y geomallas.

8.2.1. CIMENTACIONES SOBRE ARENA CON REFUERZO GEOTEXTIL

Las pruebas para determinar la capacidad de carga de una cimentación cuadrada soportada por arena suelta (compacidad relativa = 50%) y reforzada por capas de geotextil no tejido y ligados térmicamente, se presentan en la Figura 34. En esas pruebas fueron variados varios parámetros: d , ΔH y L_0 , el número de capas de geotextil N y la resistencia por tensión σ_G de los geotextiles.

Los resultados muestran que, cuando las capas de geotextiles se colocan dentro de una profundidad igual al ancho de la cimentación, estos incrementan la capacidad de carga-soporte de la cimentación, pero solo después que un asentamiento medible tuvo lugar. Este resultado es lógico porque las capas geotextiles tienen que deformarse antes de que su beneficio como refuerzo pueda manifestarse [10].

8.2.2. CIMENTACIONES SOBRE ARCILLA SATURADA ($\phi = 0$) CON REFUERZO GEOTEXTIL

Los estudios para la determinación de la capacidad de carga de una cimentación corrida sobre arcilla saturada reforzada con geotextiles, fueron reportados por Sakti y Das (1987). Ellos usaron un geotextil no tejido ligado térmicamente como refuerzo. Algunas de las curvas carga-asentamiento se muestran en la Figura 35.

De estas pruebas pueden extraerse las siguientes conclusiones [10]:

- Los efectos benéficos de un refuerzo geotextil se logran cuando este se coloca dentro de una distancia igual al ancho de la cimentación.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- La primera capa de refuerzo de geotextil debe colocarse a una distancia $d = 0.35 * B$, (B = ancho de la cimentación) para obtener un beneficio máximo.
- El valor más económico de L_0/B es aproximadamente 2, (L_0 ver en la Figura 34).

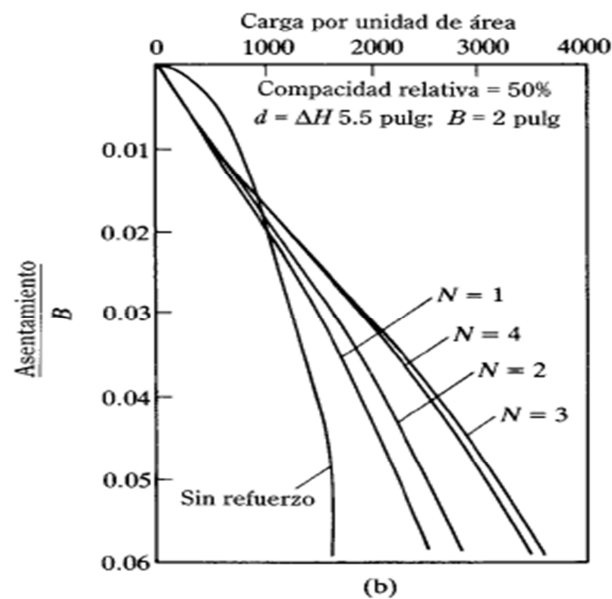
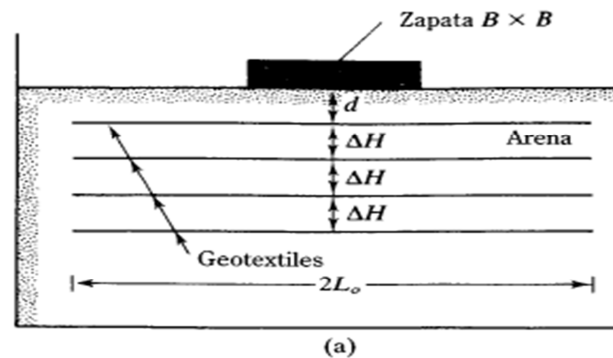


Figura 34. Prueba de capacidad de carga de una cimentación cuadrada sobre arena suelta con refuerzo geotextil: N = número de capas de refuerzo (basado en los resultados de prueba en modelo de Guido y otros, 1985) [10].



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

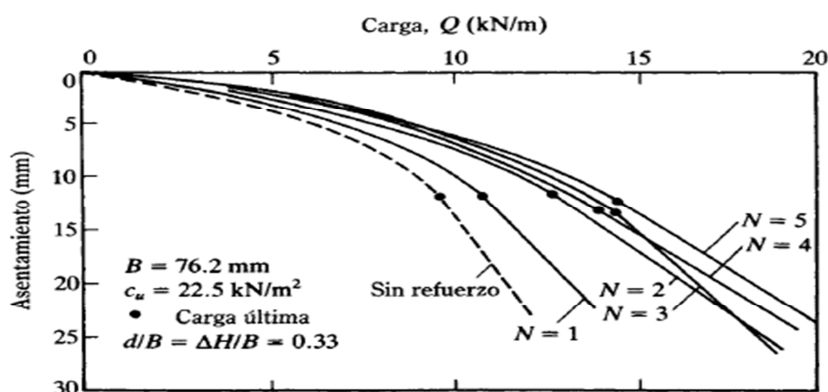


Figura 35. Prueba de capacidad de carga de una Zapata corrida sobre arcilla saturada con refuerzo geotextil; N = número de capas de refuerzo (basado en los resultados de Sakti y Das 1987) [10].

8.2.3. CIMENTACIONES SOBRE ARENA CON REFUERZO DE GEOMALLAS

En las secciones anteriores se ha indicado que el uso de geotextiles como refuerzo sirve para incrementar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Sin embargo, cuando el ancho de la cimentación superficial es mayor que aproximadamente 1 m, el diseño es principalmente gobernado por el asentamiento y no por la capacidad de carga última, es decir, la flexibilidad de los geotextiles no mejora la capacidad de carga-soporte bajo niveles limitados de asentamiento. Por tal razón se podría usar capas de geomallas como refuerzo en arenas para soportar cimentaciones superficiales [10].

La Figura 36 muestra una cimentación rectangular de ancho B y longitud L soportada sobre un estrato de arena con N capas de geomallas como refuerzo.

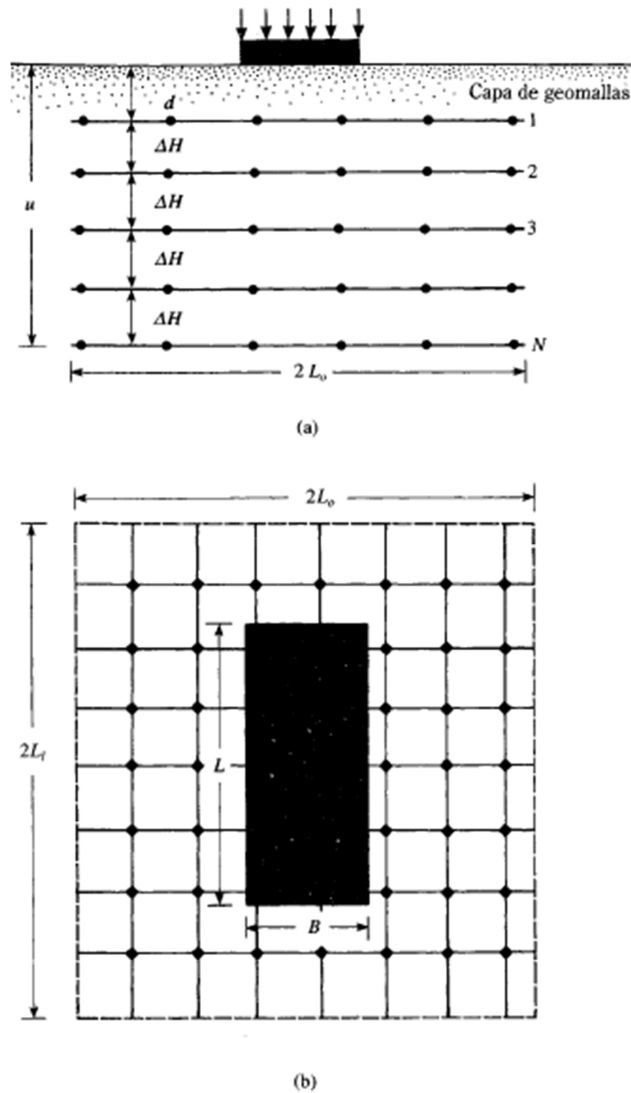


Figura 36. Cimentación rectangular sobre arena con refuerzo de geomallas [10].

Cada capa de refuerzo tiene dimensiones de $2 * L_0 \times 2 * L_l$. La primera capa de refuerzo se localiza a una profundidad d desde el fondo de la cimentación. La profundidad total del refuerzo de geomallas desde el fondo de la cimentación puede darse como:

$$u = d + (N - 1) * (\Delta H)$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Para cualquier $d, N, \Delta H, L_0$ y L_t , la curva carga-asentamiento para una cimentación con y sin refuerzo de geomallas será como lo muestra la Figura 37.

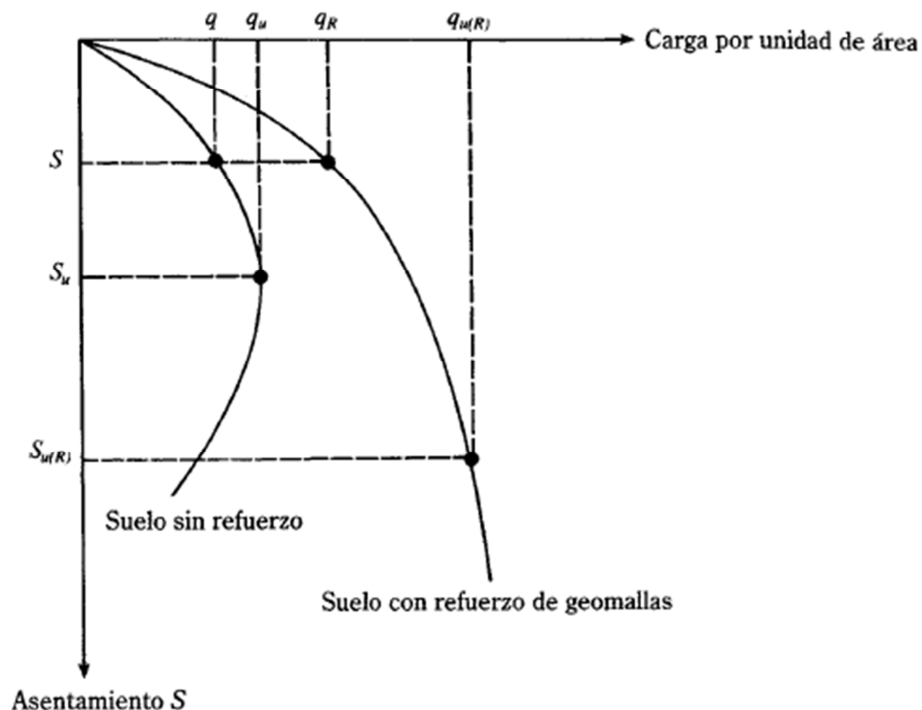


Figura 37. Forma general de las curvas carga-asentamiento para suelo reforzado con geomallas que soportan una cimentación.

donde, q_R, q = carga por área unitaria de la cimentación (a un nivel de asentamiento $S \leq S_u$) con y sin refuerzo de geomallas, respectivamente.

$q_{u(R)}, q_u$ = capacidad de carga última con y sin refuerzo de geomallas, respectivamente.

$S_{u(R)}, S_u$ = asentamientos alcanzados cuando se da la capacidad última de carga con y sin refuerzo de geomallas respectivamente.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

8.2.4. CIMENTACIONES CORRIDAS SOBRE ARCILLA SATURADA ($\phi = 0$) CON REFUERZO DE GEOMALLAS

A diferencia de las pruebas efectuadas en arena, las capacidades de carga últimas con y sin refuerzo, $q_{u(R)}$ y q_u ocurrieron a niveles similares de asentamiento $\left(\frac{S_u}{B} \approx \frac{S_{u(R)}}{B} \right)$ [10].

8.3. CIMENTACIÓN CORRIDA SOBRE SUELO GRANULAR REFORZADO CON TIRAS METÁLICAS [10]

El procedimiento para diseñar las cimentaciones superficiales por condiciones de asentamiento límite (es decir, la capacidad de carga admisible), que descansan sobre suelo granular con tiras metálicas fue estudiado por Binquet y Lee (1975) [10].

8.3.1. MODO DE FALLA

El modo de falla por capacidad de carga de una cimentación superficial corrida que descansa sobre una masa de suelo compacta y homogénea, se muestra en la Figura 30 (a). Si se colocan capas de refuerzo o tirantes en el suelo bajo la cimentación superficial corrida, la falla será como se muestra en la Figura 38.

El tipo de falla en la masa de suelo mostrada en la Figura 38 (a) ocurre generalmente cuando la primera capa de refuerzo se coloca a una profundidad, d , mayor que $\frac{2}{3} * B$ donde B es el ancho de la cimentación.

El tipo de falla mostrado en la Figura 38 (b) ocurre si d/B es menor que $\frac{2}{3}$ aproximadamente y el número de capas de refuerzo es mayor que 4 pero no mayor que 6 o 7. En este caso, la masa de suelo falla cuando los tirantes superiores se rompen (Ver Figura 38 (c)).

El tipo de falla por fluencia del material de refuerzo a largo plazo se refiere a la deformación del refuerzo con el tiempo, debido a la aplicación de una carga constante o repetitiva y que es menor a la resistencia última del material. Se recomienda utilizar factores de reducción en la resistencia de diseño del refuerzo, que minimicen el efecto de este fenómeno en la cimentación, controlando así los asentamientos que se pueden generar. La falla del refuerzo por fluencia se muestra en la Figura 39.

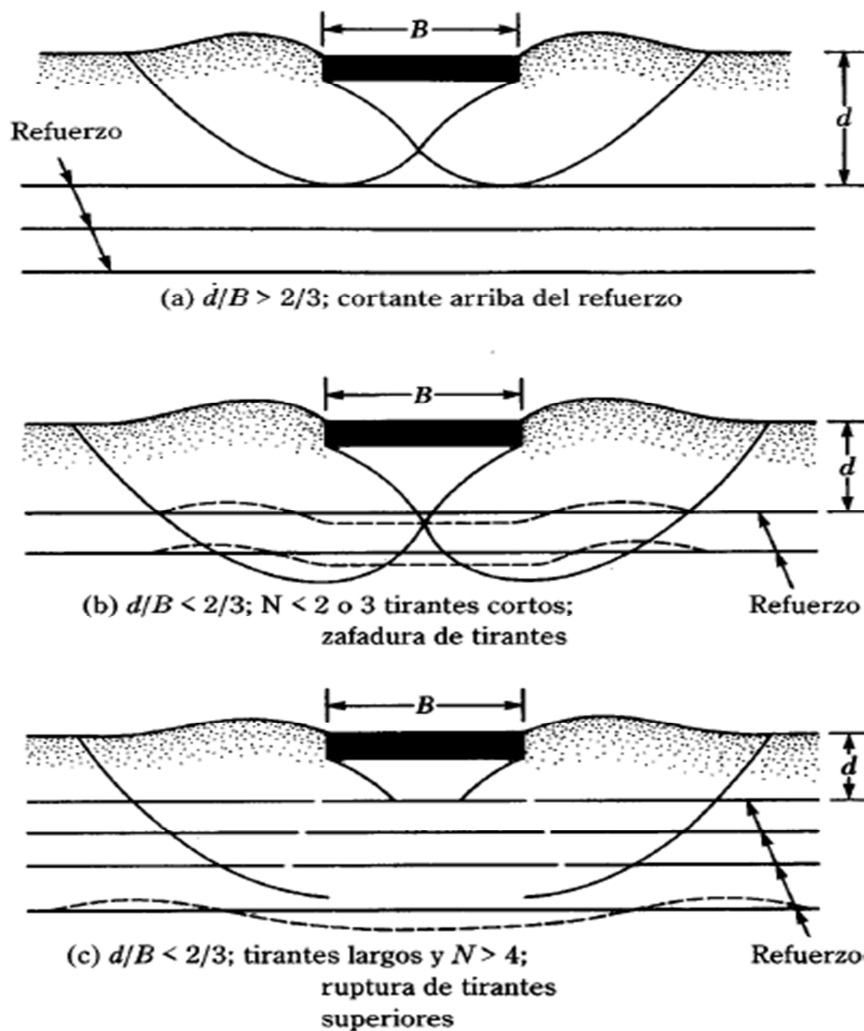


Figura 38. Modos de falla por capacidad de carga en tierra armada (según Binquet y Lee, 1975) [10].

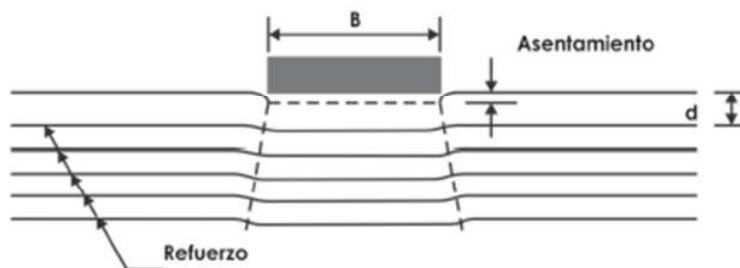


Figura 39. Falla del refuerzo por fluencia [18].

8.3.2. LOCALIZACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA

La Figura 40 muestra una condición idealizada para el desarrollo de la superficie de falla en el suelo para la condición mostrada 38 (c).

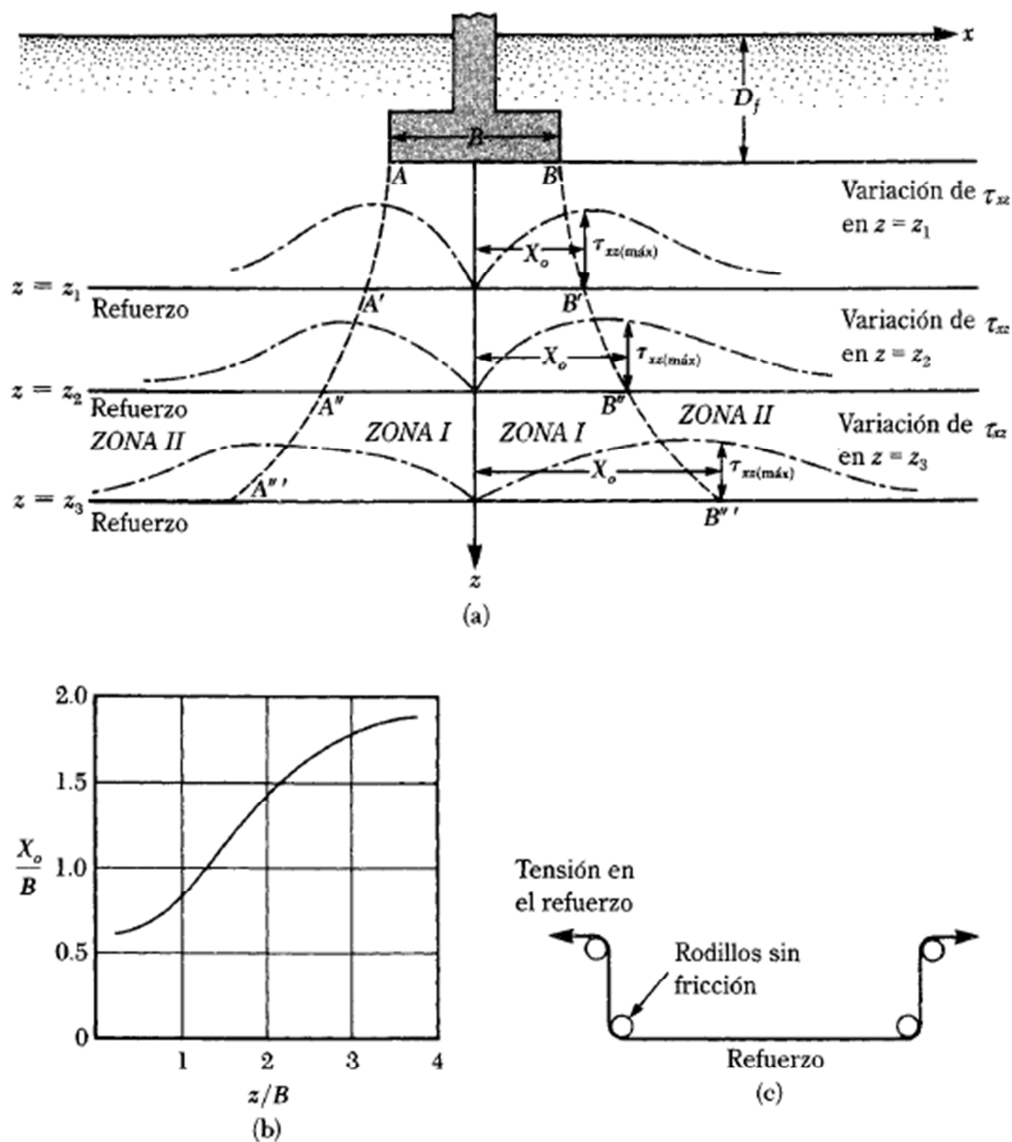


Figura 40. Mecanismo de falla bajo una cimentación soportada por tierra armada [10].

La Figura 40 consta de una zona central (Zona I) inmediatamente debajo de la cimentación, que se asienta junto con la cimentación al aplicarse la carga. A cada



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

lado de la zona I, el suelo es empujado hacia afuera y hacia arriba; esta es la zona II. Los puntos $A^I, A^{II}, A^{III}, \dots$, y $B^I, B^{II}, B^{III}, \dots$, que definen las líneas límite entre las zonas I y II, se obtienen considerando la distribución del esfuerzo cortante τ_{xz} en el suelo causada por la carga de la cimentación. τ_{xz} se refiere al esfuerzo cortante desarrollado a una profundidad z por debajo de la cimentación a una distancia x medida desde el centro de línea de la cimentación. Si se efectúa la integración de la ecuación de Bousinnesq, τ_{xz} queda dada por la relación:

$$\tau_{xz} = \frac{4 * b * q_R * x * z^2}{\pi * [(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4 * b^2 * z^2]}$$

donde, b = medio ancho de la cimentación = $B/2$

B = ancho de la cimentación

q_R = carga por área unitaria de la cimentación

La variación de τ_{xz} a cualquier profundidad z se muestra por las líneas interrumpidas en la Figura 40 (a). Los puntos A^I y B^I se refieren a los puntos en que el valor de τ_{xz} es máximo en $z = z_1$. Similarmente para los puntos A^{II} y B^{II} , τ_{xz} es máximo en $z = z_2$. Las distancias $x = X_0$ en que el valor máximo de τ_{xz} ocurre, toma una forma adimensional y se muestra en la 40 (b).

8.3.3. FUERZA INDUCIDA EN LOS TIRANTES DE REFUERZO

La hipótesis para obtener la fuerza en un tirante a cualquier profundidad son las siguientes:

1.- Bajo la aplicación de la presión de carga por la cimentación, los tirantes de refuerzo en los puntos $A^I, A^{II}, A^{III}, \dots$, y $B^I, B^{II}, B^{III}, \dots$, toman la forma mostrada en la Figura 40 (c). Es decir, los tirantes tienen dos dobleces en ángulo recto a cada lado de la zona I alrededor de dos rodillos sin fricción.

2.- Para N capas de refuerzo, la relación de la carga por área unitaria sobre la cimentación soportada por tierra reforzada, q_R , entre la carga por área unitaria sobre la cimentación soportada por tierra sin refuerzo, q_0 , es constante, independientemente de la magnitud S del asentamiento.

La Figura 41 muestra una cimentación corrida soportada por suelo no reforzado y sometida a una carga q_0 por área unitaria.

La Figura 42 muestra una cimentación corrida soportada por una capa de suelo reforzado ($N=1$) y sometida una carga q_R por área unitaria. Para ambos casos, se considera el asentamiento igual a S_e . Para la mitad de cada cimentación en estudio,



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

las fuerzas por unidad de longitud sobre un elemento de suelo de espesor ΔH localizado a una profundidad z son:

Caso no reforzado F_1 y F_2 son las fuerzas verticales y S_1 es la fuerza cortante. Por equilibrio:

$$F_1 - F_2 - S_1 = 0$$

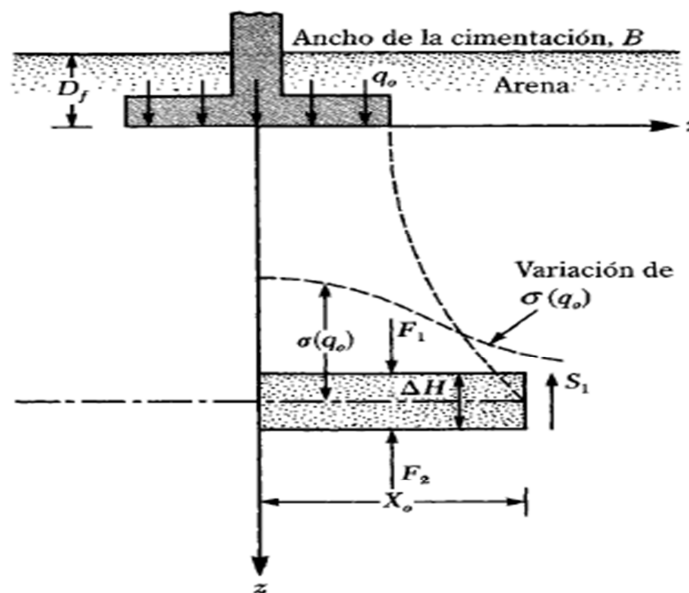


Figura 41. Cimentación de suelo no reforzado [10].

Caso reforzado F_3 y F_4 son las fuerzas verticales, S_2 es la fuerza cortante y $T_{(N-1)}$ es la fuerza de tensión desarrollada en el refuerzo. La fuerza $T_{(N-1)}$ es vertical debido a la hipótesis hecha para la deformación del refuerzo como se muestra en la Figura 40. Por equilibrio:

$$F_3 - F_4 - S_2 - T_{(N-1)} = 0$$

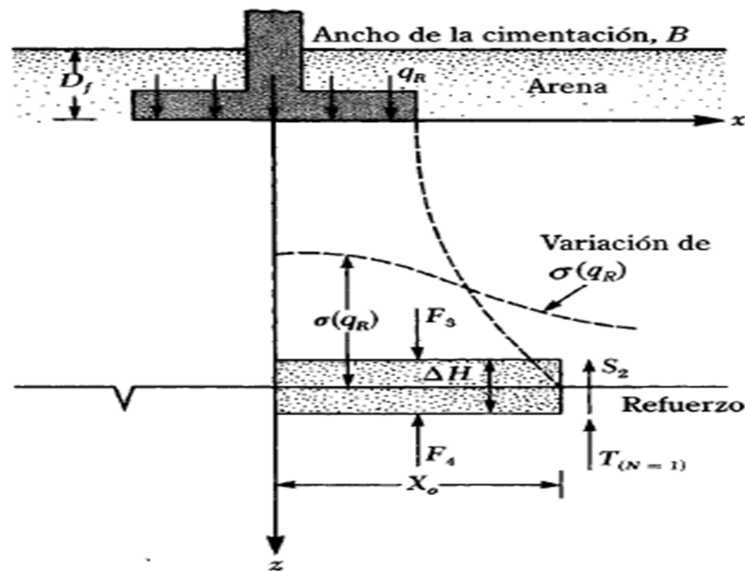


Figura 42. Cimentación de suelo reforzado (una capa de refuerzo) [10].

Si el asentamiento de la cimentación, S_ϕ , es el mismo en ambos casos,

$$F_2 = F_4$$

Restando la ecuación del caso no reforzado de la ecuación del caso reforzado y usando $F_2 = F_4$ se obtiene:

$$T_{(N-1)} = F_3 - F_1 - S_2 + S_1$$

La fuerza F_1 es causada por el esfuerzo vertical, σ , sobre el elemento de suelo en consideración como resultado de la carga q_0 sobre la cimentación.

La fuerza F_3 es causada por el esfuerzo vertical impuesto sobre el elemento de suelo como resultado de la carga q_R . Por tanto:

$$F_1 = \int_0^{X_0} \sigma(q_0) dx$$

$$F_3 = \int_0^{X_0} \sigma(q_R) dx$$

$$S_1 = \tau_{xz}(q_0)\Delta H$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$S_2 = \tau_{xz}(q_R)\Delta H$$

donde $\sigma(q_0)$ y $\sigma(q_R)$ son los esfuerzos verticales a una profundidad z causados por las cargas q_0 y q_R sobre la cimentación.

$\tau_{xz}(q_0)$ y $\tau_{xz}(q_R)$ son los esfuerzos cortantes a una profundidad z y a una distancia X_0 desde el centro de línea causados por las cargas q_0 y q_R .

La solución de Boussinesq para $\sigma(q_0)$, $\sigma(q_R)$, $\tau_{xz}(q_0)$ y $\tau_{xz}(q_R)$ y la sustitución apropiada de estas para la obtención de F_1 , F_3 , S_1 y S_2 se pueden encontrar en [10] y tienen la siguiente forma:

$$F_1 = A_1 * q_0 * B$$

$$F_3 = A_1 * q_R * B$$

$$S_1 = A_2 * q_0 * \Delta H$$

$$S_2 = A_2 * q_R * \Delta H$$

donde, A_1 y $A_2 = f(z/B)$

Las variaciones de A_1 y A_2 con la profundidad adimensional z se dan en la Figura 43.

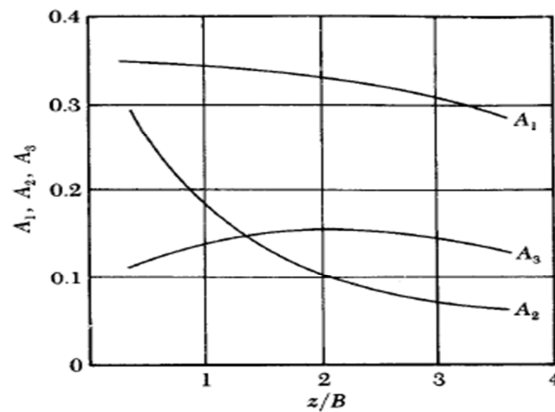


Figura 43. Variación de A_1 y A_2 con z/B [10].

Sustituyendo las ecuaciones anteriores se tiene que:

$$T_{(N=1)} = A_1 * q_R * B - A_1 * q_0 * B - A_2 * q_R * \Delta H + A_2 * q_0 * \Delta H$$

$$T_{(N=1)} = A_1 * B * (q_R - q_0) - A_2 * \Delta H * (q_R - q_0)$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$T_{(N=1)} = q_0 * \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) * (A_1 * B - A_2 * \Delta H)$$

La ecuación para $T_{(N=1)}$ se baso en la hipótesis de que hay solo una capa de refuerzo bajo la cimentación. Sin embargo, si se tienen N capas de refuerzo bajo la cimentación con separación centro a centro igual al ΔH como se muestra en la Figura 44, se hace la hipótesis de que:

$$T_{(N)} = \frac{T_{(N=1)}}{N}$$

La unidad de $T_{(N)}$ en la ecuación es de kN/m por unidad de longitud de cimentación.

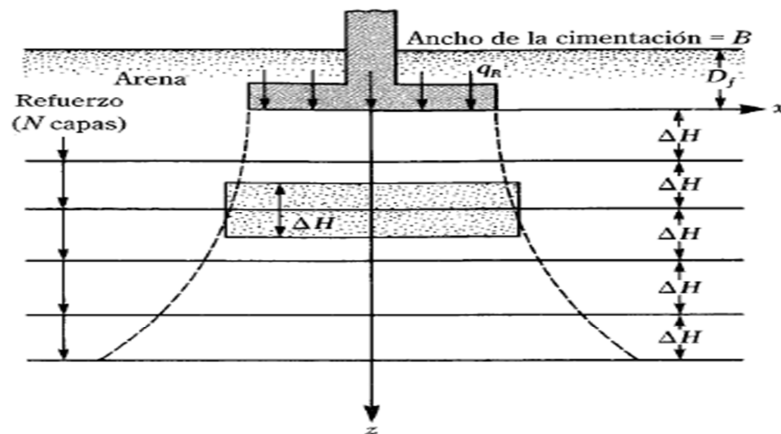


Figura 44. Cimentación sobre suelo reforzado (N capas de refuerzo) [10].

8.3.4. FACTOR DE SEGURIDAD PARA TIRANTES CONTRA RUPTURA Y ZAFADURA

El factor de seguridad contra ruptura de un tirante a cualquier profundidad z debajo de la cimentación se calcula con:

$$FS_{(B)} = \frac{w * t * n * f_y}{T_{(N)}}$$

donde, $FS_{(B)}$ = factor de seguridad contra ruptura

w = ancho de un solo tirante

t = espesor de cada tirante



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

n = número de tirantes por longitud unitaria de cimentación

f_y = resistencia a la fluencia o a la ruptura del material de los tirantes

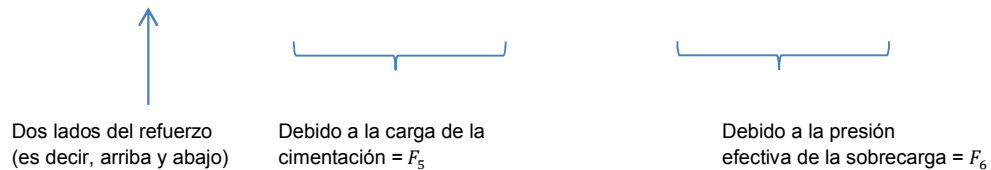
El término $w * n$ se define como la razón de densidad lineal, LDR, por tanto:

$$FS_{(B)} = \frac{t * f_y}{T_{(N)}} * (LDR)$$

La resistencia por zafadura del tirante se obtiene de la resistencia por fricción entre el suelo y los tirantes a cualquier profundidad. La fuerza de fricción por longitud unitaria de la cimentación que se opone a la zafadura del tirante a cualquier profundidad z es:

$$F_B = 2 * \tan \varphi_u [\text{fuerza normal}]$$

$$F_B = 2 * \tan \varphi_u * \left[(LDR) \int_{X_0}^{L_0} \sigma(q_R) dx + (LDR) \gamma (L_0 - X_0) (Z + D_f) \right]$$



donde, γ = peso específico del suelo

D_f = profundidad de la cimentación

φ_u = ángulo de fricción tirante – suelo

El valor de $x = L_0$, se supone generalmente como la distancia a la que $\sigma(q_R)$ es igual a $0.1 * q_R$ (Ver Figura 45). El valor de L_0 como función de la profundidad z se da en la Figura 46.

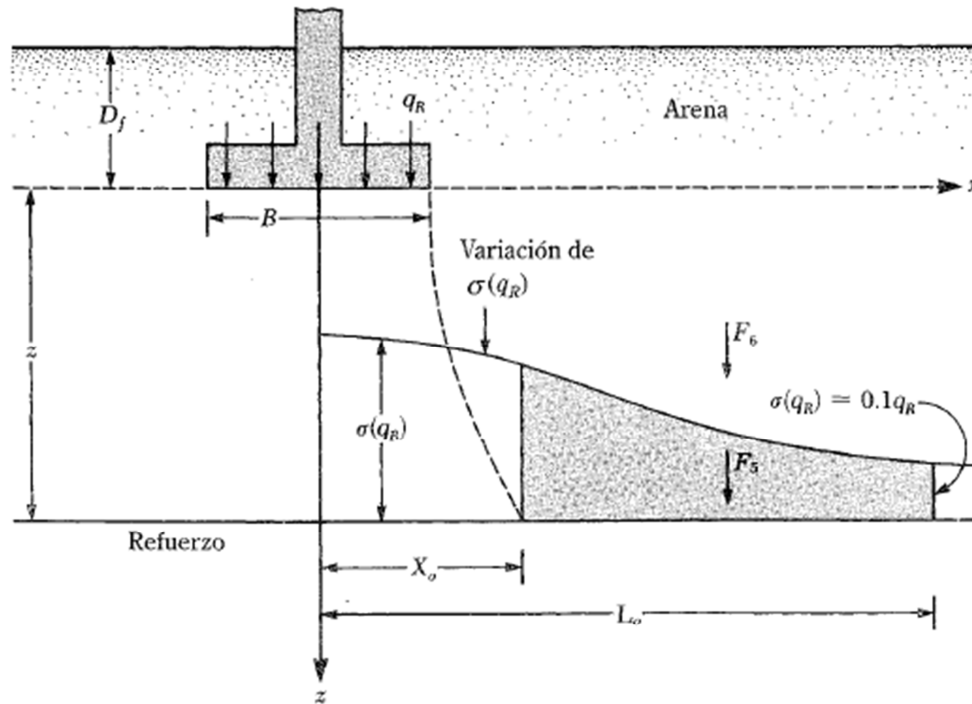


Figura 45. Esquema para la obtención de la ecuación de la fuerza de fricción por longitud unitaria de la cimentación [10].

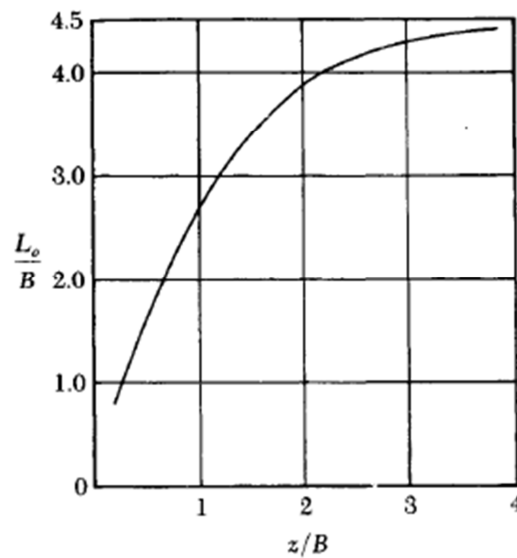


Figura 46. Variación de L_o/B con z/B [10].

La ecuación para la fuerza de fricción por longitud unitaria de la cimentación sería:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$F_B = 2 * \tan \varphi_u (LDR) \left[A_3 * B * q_0 * \left(\frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma * (L_0 - X_0) * (z + D_f) \right]$$

Donde, A_3 es una cantidad adimensional que se expresa como función de la profundidad (z/B) (Ver Figura 43).

El factor de seguridad contra zafadura del tirante, $FS_{(P)}$, es

$$FS_{(P)} = \frac{F_B}{T_{(N)}}$$

8.4. DISEÑO PARA CIMENTACIONES CORRIDAS SOBRE TIERRA ARMADA

La metodología para el diseño de cimentaciones corridas soportadas por suelo granular reforzado con tiras metálicas se presenta a continuación [10]:

1.- Obtener la carga total a soportarse por unidad de longitud de cimentación.

2.- Obtener los valores de:

- Ángulo de fricción del suelo, φ
- Ángulo de fricción suelo-tirante, φ_u
- Factor de seguridad contra falla por capacidad de carga
- Factor de seguridad contra ruptura del tirante, $FS_{(B)}$
- Factor de seguridad contra zafadura del tirante, $FS_{(P)}$
- Resistencia a la ruptura de los tirantes de refuerzo, f_y
- Peso específico del suelo, γ
- Módulo de elasticidad del suelo, E_s
- Relación de Poisson del suelo, μ_s
- Asentamiento admisible de la cimentación, S_e
- Profundidad de la cimentación, D_f

3.- Suponer un ancho de cimentación, B , y también d y N . El valor de d debe ser menor que $\frac{2}{3} * B$. También, la distancia del fondo de la cimentación a la capa mas baja de refuerzo debe ser de aproximadamente $2*B$ o menor. Calcule ΔH .



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

4.- Suponer un valor de LDR

5.- Para el ancho B, determinar la capacidad última de carga, q_u , para suelo sin refuerzo ($c = 0$).

$$q_u = c * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

Determinar $q_{adm(1)}$:

$$q_{adm(1)} = \frac{q_u}{FS \text{ contra falla por capacidad de carga}}$$

6.- Calcular la carga admisible $q_{adm(2)}$ con base en el asentamiento tolerable, S_e , suponiendo que el suelo no esta reforzado.

$$S_e = \frac{B * q_{adm(2)}}{E_s} * (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

Para $L/B = \infty$, el valor de α_r puede tomarse igual a 2

$$q_{adm(2)} = \frac{E_s * S_e}{B * (1 - \mu_s^2) \alpha_r}$$

7.- Determinar el menor de los dos valores de q_{adm} . El menor valor de q_{adm} es igual a q_0 .

8.- Calcular la magnitud de q_R para la cimentación soportada por la tierra armada:

$$q_R = \frac{\text{carga sobre la cimentación por longitud unitaria}}{B}$$

9.- Calcular la fuerza del tirante, $T_{(N)}$, en cada capa de refuerzo usando la ecuación:

$$T_{(N=1)} = \frac{1}{N} \left[q_0 * \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) * (A_1 * B - A_2 * \Delta H) \right] \text{ (kN/m)}$$

10.- Calcular la resistencia por fricción de los tirantes en cada capa por longitud unitaria de cimentación, F_B , usando la ecuación:

$$F_B = 2 * \tan \varphi_u (LDR) \left[A_3 * B * q_0 * \left(\frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma * (L_0 - X_0) * (z + D_f) \right]$$

En cada capa, determinar si $F_B/T_{(N)} \geq FS_{(P)}$. Si $F_B/T_{(N)} < FS_{(P)}$, la longitud de las tiras de refuerzo para una capa debe incrementarse. Esto incrementará el valor de F_B y de $FS_{(P)}$.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

11.- Obtener el espesor de tirante para cada capa.

$$t = \frac{FS_{(B)} * T_{(N)}}{f_y * (LDR)}$$

Alguna tolerancia debe considerarse para el efecto de la corrosión en el refuerzo durante la vida de la estructura.

8.5. ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

Un incremento de esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos.

El asentamiento de una cimentación consta de un asentamiento inmediato (o elástico), S_e , y un asentamiento por consolidación, S_c [17].

- El *asentamiento inmediato*, es el provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Este asentamiento inmediato o elástico de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura.
- El *asentamiento por consolidación primaria*, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
- El *asentamiento por consolidación secundaria*, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante (bajo carga sostenida).

El asentamiento por consolidación ocurre a lo largo del tiempo.

El asentamiento total de una cimentación es la suma de los asentamientos elásticos y por consolidación.

La forma de calcular los asentamientos antes indicados para las cimentaciones se pueden consultar en [17].

El análisis de los asentamientos es una parte importante del diseño y construcción de cimentaciones. Grandes asentamientos de varios componentes de una estructura pueden conducir a un daño considerable y/o a interferir con un funcionamiento apropiado de la estructura. De estudios realizados (Wahls, 1981),



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

para evaluar las condiciones para asentamientos tolerables de varios tipos de estructuras, a continuación se presenta el resumen [10].

Los parámetros de definición de asentamientos tolerables se muestran en la Figura 47.

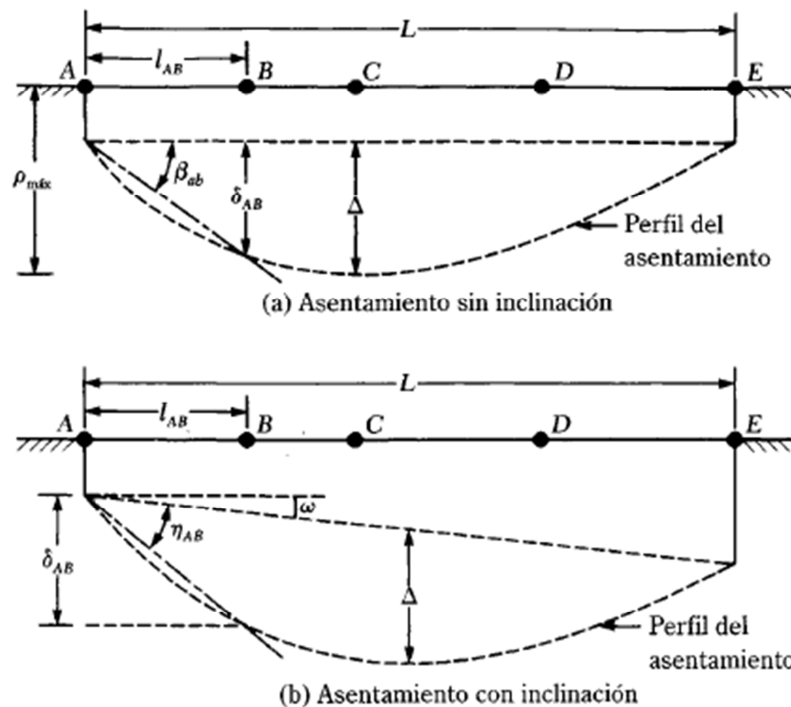


Figura 47. Parámetros para la definición del asentamiento tolerable (Wahls, 1981)

La Figura 47 (a) es para una estructura que ha sufrido un asentamiento sin inclinación y la 47 (b) con inclinación.

Los parámetros son:

- ρ_i = desplazamiento vertical total en el punto i
- δ_{ij} = asentamiento diferencial entre los puntos i y j
- Δ = deflexión relativa
- ω = inclinación
- $\eta_{ij} = \frac{\delta_{ij}}{l_{ij}} - \omega$ = distorsión angular = tasa de deflexión
- $\frac{\Delta}{L}$ = dimensión lateral de la estructura



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Los criterios de asentamiento del código de la construcción 1955 de la Unión Soviética se presentan a continuación:

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
(a) η		
Cimentaciones de columnas de edificios civiles e industriales:		
Para estructuras de acero y concreto reforzado	0.002	0.002
Para filas extremas de columnas con revestimiento de ladrillo	0.007	0.001
Para estructuras donde no se presenta deformación auxiliar durante el asentamiento no uniforme de las cimentaciones	0.005	0.005
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	0.004	0.004
Grúas	0.003	0.003
(b) Δ/L		
Muros simples de ladrillo		
Para habitaciones de varios niveles y edificios civiles para $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
para $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007
Para edificios fabriles de un solo nivel	0.0010	0.0010
* Según Wahls (1981). H = altura del edificio		

Tabla 3. Criterios de asentamiento admisibles. Reglamento de construcción de la Unión Soviética 1955.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los geomateriales llamados así en la presente monografía a los geosintéticos y tiras metálicas, se utilizan como refuerzo en las estructuras de tierra armada, los mismos que son elementos colocados en el interior del suelo, encargados de absorber los esfuerzos de tracción, cuyo principio se basa en la fricción que se produce entre el suelo y el elemento de refuerzo y a su vez éstos elementos le confieren a la estructura la estabilidad necesaria. Las estructuras reforzadas con geomateriales que se han analizado y que se presentan en ésta guía de diseño son los muros de contención, cimentaciones superficiales y los taludes y terraplenes, además, se mencionan algunas recomendaciones en cuanto a su uso para obtener condiciones seguras y durables.
- Se ha realizado una investigación de las propiedades y características de los geosintéticos que se elaboran y distribuyen en el medio local, y que son utilizadas para el reforzamiento de los suelos; la investigación se realizó en Cuenca, principalmente en la industria PLASTIAZUAY en donde se pudo obtener la información mayormente de geomembranas, la información de



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

características de geotextiles y geomallas se obtuvo de la empresa I&G INGENIERÍA Y GEOSINTÉTICOS que es una empresa que comercializa a nivel nacional los geosintéticos.

- En el capítulo 4 se presenta la investigación realizada de los geomateriales tales como geomallas, geotextiles, geomembranas y tiras metálicas, utilizados para reforzamiento y estabilidad de los suelos, en éste capítulo se incluyen los tipos, propiedades, funciones que desempeñan y sus usos en el campo de la ingeniería, además en los anexos se presentan las hojas técnicas que se recolectaron en la investigación de campo y que son necesarias para el diseño y selección del material a colocar como refuerzo, ya que en éstas se incluyen las características mecánicas, hidráulicas y físicas de estos materiales según ensayos de laboratorio realizados a cada uno de estos materiales.
- Las geomembranas se utilizan principalmente en obras para la protección del medio ambiente como rellenos sanitarios, fosas y lagunas, debido a que están elaboradas con membranas de baja permeabilidad, sin embargo es un material con características resistentes de gran duración que se emplean como refuerzo para estructuras tales como muros y terraplenes.
- Los geotextiles tejidos al igual que las geomembras se emplean como refuerzo de estructuras de tierra armada, ya que gozan de una resistencia tal que le permite absorber los esfuerzos de tracción generados en el interior del suelo cuando la estructura como tal empieza a funcionar, una desventaja de utilizar geotextiles para reforzar los suelos es que la incidencia de los rayos ultravioletas pueden causar degradación del polímero inclusive llegar a dañarlo, por ello deben estar protegidos de los rayos solares. Los geotextiles no tejidos, en cambio, se utilizan en el campo de la ingeniería en separación, drenaje y filtración, protección de geomembranas y repavimentación.
- Las tiras metálicas empleadas para reforzamiento de suelos trabajan de forma semejante a como lo hace el acero en una viga de concreto reforzado, tomando los esfuerzos de tracción, sin embargo, cuando se trata de reforzar suelos con tiras metálicas se deben tomar en cuenta los procesos de erosión que se pueden presentar en el interior del suelo, procesos que pueden deteriorar las tiras, por ello se deben analizar las propiedades del suelo y emplear tiras metálicas con características resistentes, además, las tiras metálicas colocadas deben garantizar que se dé la fricción suelo-refuerzo, es por ello que se recomienda en el diseño utilizar tiras con resaltes o corrugadas.
- En el capítulo 5 se menciona el tiempo de vida útil de las estructuras de suelo reforzado, donde se indica que una estructura de esta naturaleza puede llegar



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

a durar de 5 a 75 años dependiendo de la función que vaya a desempeñar la misma.

- En el capítulo 6 se ha desarrollado lo referente a análisis y diseño de muros de retención mecánicamente estabilizados, en este capítulo se presentan las consideraciones que se hacen para obtener las tensiones del refuerzo (refuerzo inextensible y refuerzo extensible) que se generan en el interior de un muro de suelo reforzado. Del análisis de los muros mecánicamente estabilizados se puede apreciar que éste consiste en la revisión de la estabilidad externa y de la estabilidad interna, de esta última se obtiene el dimensionamiento de la armadura a utilizar: longitud y separación. Para el análisis de falla en muros de suelo mecánicamente estabilizados se toman planos de falla debidos a la presión activa de Rankine los mismos que forman ángulos de $\pm(45 + \varphi_1/2)$ con la horizontal, siendo φ_1 el ángulo de fricción

interna de material usado como relleno. En el capítulo 6 se ha presentado también algunos criterios para la revisión de las deformaciones de servicio de un macizo de suelo reforzado, y las disposiciones prácticas al momento de llevar a cabo la construcción de la estructura.

- Se desarrolla en el capítulo 7 el análisis y diseño de taludes y terraplenes reforzados con geomateriales, en este análisis se emplea como refuerzo geosintéticos, específicamente geotextil ya que son los que más se emplean en la estabilización de estas estructuras. Para el diseño de taludes y terraplenes reforzados se tiene que realizar el análisis de estabilidad, mismo que se ha desarrollado en el ejemplo de aplicación empleando la herramienta computacional GEOSLOPE 2007 (SLOPE/W).
- Los taludes y terraplenes reforzados son fáciles de calcular ya que se utilizan las mismas consideraciones, teorías y conceptos que se hacen para el análisis de estabilidad de taludes y terraplenes no reforzados.
- Finalmente en el capítulo 8 referente a cimentaciones superficiales, se analiza la capacidad de carga de las mismas cuando se utiliza un refuerzo, que pudiera ser: tiras metálicas, geotextiles y geomallas, (en el campo de la ingeniería, en realidad específicamente, se ha observado que se emplean geotextiles), de este análisis se puede apreciar que el uso de refuerzos puede incrementar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales pero solo después que un asentamiento medible tiene lugar, ya que las capas tienden a deformarse una vez alcance su beneficio como refuerzo. El diseño que se presenta en este capítulo corresponde a cimentaciones corridas o superficiales con tiras metálicas.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- Los refuerzos tales como los geotextiles y tiras metálicas en combinación con el suelo, produce estructuras económicas como muros de contención, taludes, terraplenes y cimentaciones, las cuales brindan un ahorro de tiempo en comparación con los métodos convencionales. Son estructuras económicas ya que se pueden construir taludes más inclinados con ahorros de volumen de material y por ende menor área para la construcción.
- Los muros reforzados con geotextil son económicos y de fácil construcción, sin embargo por ser un material flexible se pueden deformar con gran facilidad y las capas colocadas pueden generar superficies débiles para que ocurran desplazamientos del suelo.
- Los muros al igual que los taludes de alta pendiente en suelo mecánicamente estabilizado, son estructuras que toleran mayores asentamientos diferenciales manteniendo su estabilidad, no así los muros de hormigón armado, los muros de gravedad o los muros pantalla, los cuales por su alta rigidez no toleran asentamientos diferenciales y requieren por tanto cimentaciones profundas que, para alturas importantes y suelos de baja capacidad portante son de un elevado costo.

Recomendaciones

- La característica principal del relleno a utilizar en estas estructuras es que sea de tipo friccional cuyo ángulo de fricción sea mínimo 36° , y que sea adecuadamente compactado para garantizar que se desarrolle el principio en que se basa la teoría de la tierra armada, es decir, que ocurra la fricción entre el suelo-refuerzo y éste último absorba los esfuerzos de tracción.
- La ventaja de este tipo de estructuras es que es una alternativa económica, ya que se puede obtener una reducción de costos de un 30% a un 60% si se compara con los muros reforzados en concreto, esto debido a que se puede emplear materiales térreos del sitio, según bibliografía.
- Esta técnica se ha venido empleando desde mediados de los años 60 extendiéndose su aplicabilidad hasta la actualidad y mejorando las técnicas empleadas, ejemplos de este tipo de estructuras son muros de contención de tierra, estribos de puentes y otros tipos de estructuras similares con casi cualquier tipo de sobrecarga.
- La utilización de geotextil para el refuerzo de los suelos disminuyen el costo de la obra a comparación de los sistemas convencionales de construcción, reducen el tiempo de construcción, se puede colocar diferentes alternativas



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

de fachada: vegetada, en bloque de concreto, mampostería, piedra pegada entre otros.

- La ventaja de utilizar refuerzo (geosintético o tiras metálicas) es que se logra una reducción de espesores de material granular, al remplazar parte del aporte estructural de éstos por el aporte a la tensión del geotextil e incrementa la capacidad portante de los suelos.
- Para obras transitorias, la tierra armada presenta una excelente alternativa frente a estructuras tradicionales ya que posibilita un fácil montaje y desmontaje de la estructura, permitiendo así la recuperación total de los materiales.

10. BIBLIOGRAFIA

1. Geosoft PAVCO. (s.f.). Capítulo 10. Muros de contención reforzados con geosintéticos. En PAVCO, *Manual y software de diseño*. (págs. 290-321). Bogotá : PAVCO.
2. Rodriguez Ortiz, J. M. & Hinojosa Cabrera. (1989). *Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzado*. España: Tecnología Carreteras MOPU.
3. Departamento de ingeniería civil . (2008). *Teoría de empuje lateral de tierra aplicada a muros de contención. Tipos de Muros de contención. Geosintéticos, tipos y sus usos*. Cuba: Departamento de Ingeniería Civil. CUJAE (Ciudad Universitaria José Antonio Echeverría).
4. Concori, B., Barrientos , M., & Poma , E. (2011). *Ingeniería de cimentaciones. GEOMALLAS* Recuperado el julio de 2012, de <http://es.scribd.com/doc/58353855/GEOMALLAS>
5. Geosistemas PAVCO . (2010). "Funciones y aplicaciones" *Geotextiles tejidos y no tejidos*. Recuperado el julio de 2012, de http://pavco.com.co/files/data/2011112373258_s_4.pdf
6. Cook, D. (2003). Geosynthetics. En *Rapra Review Reports* (Vol. 14, pág. 117). UK: Rapra Technology.
7. SAWICKI , A. (2000). *Mechanics of Reinforced Soil* . Netherlands : A.A. Balkema, Rotterdam .
8. MARR, A. W. (2003). *A History of Progress: Selected U.S. Papers in Geotechnical Engineering* (Vol. Volume One). United States of America: American Society of Civil Engineers.
9. Corporación de desarrollo tecnológico. Cámara Chilena de la Construcción . (2002). *Recomendaciones para el diseño, ejecución y control de suelo*



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- mecánicamente estabilizado con armadura inextensible* (1° Edición ed.). Santiago, Chile .
10. BRAJA M, D. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones* (Cuarta ed.). Sacramento, California : International Thomson Editores, S.A. de C.V.
 11. Universitat Jaume I. “Tierra Armada”, [en línea], [junio de 2012]. Disponible en la web:
https://aulavirtual.uji.es/file.php/13428/GEOTECNIA_Y_CIMENTOS/tierra_armada.pdf
 12. Palmeira, E. M. (2009). Geotextiles and Geomembranes, journal homepage: www.elsevier.com/locate/geotexmem, *Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis* (págs. 368-390). Brasilia: Elsevier Ltd, University of Brasilia, Department of Civil and Environmental Engineering, FT, 70910-900 Brasilia, DF, Brazil.
 13. Geosoft PAVCO. (s.f.). Capítulo 11. Refuerzo de taludes. En PAVCO, *Manual y software de diseño* (págs. 324-340). Bogotá: PAVCO.
 14. Rico Rodriguez , A. (2005). *La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres carreteras, ferrocarriles y aeropistas*. Mexico: Limusa .
 15. Morales , R. (2002). *Muros, taludes y terraplenes de suelo reforzado: Control de erosión*. Mexico.
 16. Geosoft PAVCO. (s.f.). Capítulo 12. Refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos. En PAVCO, *Manual y Software de diseño* (págs. 341-353). Bogotá: PAVCO.
 17. Braja M. Das. (2001). *Fundamentos de ingeniería Geotécnica*. Sacramento, California: International Thomson Editores, S.A. de C.V.
 18. Geosoft PAVCO. (s.f.). Capítulo 13. Refuerzo de cimentaciones corridas con geosintéticos. En PAVCO, *Manual y Software de diseño* (págs. 341-353). Bogotá: PAVCO.
 19. INGENIERÍA & GEOSINTÉTICOS. (2007). *I&G*. Recuperado el Agosto de 2012, de <http://iig.com.ec/productos2.htm>
 20. Geosintéticos Mallas Ingeniería Agrícola. (s.f.). Geosintéticos Mallas Ingeniería Agrícola. Recuperado el julio de 2012, de <http://www.gemia.com.mx/documents/geo.html>



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

11. ANEXOS

11.1. ANEXO 1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GEOMALLAS Geomallas uniaxiales



ESPECIFICACIONES

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GEOMALLAS UNIAXIALES FORTGRID - LAFAYETTE

PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	UX 100	UX 165
RESISTENCIA MECANICA				
RESISTENCIA ULTIMA (MD) ¹	ASTM D-6637	KN/m	107.1	168
ELONGACION A LA ROTURA (MD)	ASTM D-6637	%	8	12.2
RESISTENCIA @ 2% DEFORMACION (MD)	ASTM D-6637	KN/m	19	31.6
RESISTENCIA @ 5% DEFORMACION (MD)	ASTM D-6637	KN/m	28.9	51.8
RESISTENCIA ULTIMA (TD) ²	ASTM D-6637	KN/m	21	30
ELONGACION A LA ROTURA (MD)	ASTM D-6637	%	12.9	12
RESISTENCIA @ 2% DEFORMACION (MD)	ASTM D-6637	KN/m	4.0	8
RESISTENCIA @ 5% DEFORMACION (MD)	ASTM D-6637	KN/m	6.1	16.4
MODULO TANGENTE INICIAL	ASTM D-6637	KN/m	N.A.	N.A.
RESISTENCIA DISPONIBLE A CREEP (FS= 1.64) ³	ASTM D 5262	KN/m	65.3	102.4
PROPIEDADES FISICAS				
TIPO DE POLIMERO			PET ⁴	PET ⁴
RESISTENCIA A ALTAS TEMPERATURAS PUNTO DE ABLANDAMIENTO	ASTM D-276	°C	240	240
DENSIDAD MINIMA	ASTM D-526	g/cm ³	1.39	1.39
MASA	ASTM D-526	g/m ²	435	680
ABERTURA DE LA GEOMALLA (MD x TD)	MEDIDO	mm	30 x 20	12 x 23
DURABILIDAD				
RESISTENCIA A UV (% RETENCION A 500 horas)	ASTM D-4355	%	98	98
PESO MOLECULAR FIBRA ⁵	GRI GG8	g/m	27.967	27.977
NIVEL DE GRUPO CARBOXILO ⁶	GRI GG7	m mol/Kg	15.2	15.2
PRESENTACION				
ANCHO	MEDIDO	m	255	255
LARGO	MEDIDO	m	80	80
AREA	MEDIDO	m ²	204	204
FUNCIONES				
ESTABILIZACION DE TERRAPLENES				
REFUERZO DE MUROS Y TALUDES				

- (1) MD Dirección de la máquina, a lo largo de los rollos.
- (2) TD Dirección transversal a través del largo de los rollos.
- (3) Prueba de deformación a largo plazo (Creep test). Para 75 y 114 años
- (4) PET: Poliéster de alta tenacidad
- (5) Resistencia a la hidrólisis, Reporte FHWA-RD 97-142/143/144 y OO-157
- (6) Las geomallas para refuerzo de carpetas son totalmente compatibles con asfalto
 - Rango de variabilidad en el ancho: +/- 1%
 - Los resultados corresponden a Valores MARV de ensayos estadísticos.
 - Estos resultados están sujetos a cambios de mejoramiento, sin notificación.
 - Estos productos son fabricados bajo lineamientos de un sistema de gestión de calidad que se ajustan a las especificaciones AASHTO Y ASTM D-4354 o INV. 908.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Geomallas biaxiales



ESPECIFICACIONES

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GEOMALLAS BIAXIALES FORTGRID - LAFAYETTE

PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	BX25	BX35	BX65
RESISTENCIA MECÁNICA					
RESISTENCIA ULTIMA (MD)	ASTM D-6637	KN/m	29	52	74
ELONGACION A LA ROTURA (MD)	ASTM D-6637	%	10.9	12.6	12.3
RESISTENCIA @ 2% DEFORMACION (MD)	ASTM D-6637	KN/m	6.1	9.8	8.7
RESISTENCIA @ 5% DEFORMACION (MD)	ASTM D-6637	KN/m	11.8	15.7	21.8
RESISTENCIA ULTIMA (TD) ⁽²⁾	ASTM D-6637	KN/m	30.0	42.0	62.0
ELONGACION A LA ROTURA (TD)	ASTM D-6637	%	10.2	10.6	10.4
RESISTENCIA @ 2% DEFORMACION (TD)	ASTM D-6637	KN/m	6.9	9.6	14.8
RESISTENCIA @ 5% DEFORMACION (TD)	ASTM D-6637	KN/m	11.7	15.4	23.9
MODULO TANGENTE INICIAL	ASTM D-6637	KN/m	305	480	685
RESISTENCIA DISPONIBLE A CREEP (FS=164) ⁽³⁾	ASTM D 5262	KN/m	21.78	23.78	41.46
PROPIEDADES FÍSICAS					
TIPO DE POLIMERO			PET ⁽⁴⁾	PET ⁽⁴⁾	PET ⁽⁴⁾
RESISTENCIA A ALTAS TEMPERATURAS	ASTM D-276	°C	240	240	240
PUNTO DE ABLANDAMIENTO					
DENSIDAD MINIMA	ASTM D-5261	g/cm ³	1.39	1.39	1.39
MASA	ASTM D-5261	g/m ²	313	323	480
ABERTURA DE LA GEOMALLA (MD x TD)	MEDIDO	mm	29 x 29	27 x 25	22 x 22
DURABILIDAD					
RESISTENCIA A UV (% RETENCION A 500 horas)	ASTM D-4355	%	98	98	98
PESO MOLECULAR FIBRA ⁽⁵⁾	GRI GG8	g/m	27.967	27.967	27.977
NIVEL DE GRUPO CARBOXILO ⁽⁵⁾	GRI GG7	m mol/Kg	15.2	15.2	15.2
PRESENTACION					
ANCHO	MEDIDO	m	5.20	5.20	5.20
LARGO	MEDIDO	m	60	60	60
AREA	MEDIDO	m ²	312	312	312
FUNCIONES					
REFUERZO DE CAPAS GRANULARES					
MEJORAMIENTO DE SUB-RASANTES Y FUNDACIONES					
ESTABILIZACION DE TERRAPLENES					
REFUERZO DE CARPETAS ASFALTICAS ⁽⁶⁾					
REFUERZO DE MUROS Y TALUDES					

- (1) MD Dirección de la máquina, a lo largo de los rollos.
 (2) TD Dirección transversal, a través del largo de los rollos.
 (3) Prueba de deformación a largo plazo (Creep test). Para 75 y 114 años
 (4) PET: Poliéster de alta tenacidad
 (5) Resistencia a la hidrólisis. Reporte FHWA-RD 97-142/143/144 y 00-157
 (6) Las geomallas para refuerzo de carpetas son totalmente compatibles con asfalto
- Rango de variabilidad en el ancho: +/- 1%
 - Los resultados corresponden a Valores MARV de ensayos estadísticos.
 - Estos resultados están sujetos a cambios de mejoramiento, sin notificación.
 - Estos productos son fabricados bajo lineamientos de un sistema de gestión de calidad que se ajustan a las especificaciones AASHTO Y ASTM D-4354 o I.N.V. 908.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



ESPECIFICACIONES

TABLA DE ESPECIFICACIONES DE GEOMALLA BIAIXIAL DE POLIPROPILENO



PROPIEDADES		NORMA	UNIDAD	TEAMGO		
				TGSG 2020	TGSG 3535	TGSG 4040
MECANICAS						
RESISTENCIA A LA TENSION	L	ASTM D-6637	KN/m	20	35.6	40
	T			20	35	40
MODULO INICIAL DE USO	L	ASTM D-6637	KN/m	284	320	---
	T			353	320	---
RESISTENCIA @ 2% DEFORM.	L	ASTM D-6637	KN/m	6.7	13	14
	T			7.2	12	14
RESISTENCIA @ 5% DEFORM.	L	ASTM D-6637	KN/m	12.2	15	28
	T			13.2	14	28
FISICAS						
APERTURA DE LA GEOMALLA		MEDIDA	mm	37 x 35	35 x 38	33 x 33
PESO UNITARIO			gr/m²	300	470 ± 20%	500
CONTENIDO DE NEGRO DE HUMO			%	≥ 0.2	≥ 2	≥ 0.2
ANCHO DE ROLLO			m	3.90	3.95	3.95
LONGITUD ROLLO			m	50	50	50
COLOR				NEGRO	NEGRO	NEGRO



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

11.2. ANEXO 2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GEOMEMBRANAS PERMAX PVC

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Diciembre - 2011
PRODUCTO:	PERMAX 250 mic

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado. Aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	330 g/m ² ± 3%
ESPESOR :	250 mic ± 3%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 5.2 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 1.25 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 14.0 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 1.28%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 28.5-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros
GUÍA DE RESISTENCIA QUIMICA Y RAYOS U.V.	
ACIDOS / BASES/ METALES PESADOS / PETROLEO CRUDO	MUY BUENA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Diciembre - 2011
PRODUCTO:	PERMAX 500 mic

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado. Aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	650 g/m ² ± 3%
ESPESOR :	500 mic ± 3%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 10.5 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 2.5 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 28 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 0.95%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 57-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros
GUÍA DE RESISTENCIA QUIMICA Y RAYOS U.V.	
ACIDOS / BASES/ METALES PESADOS / PETROLEO CRUDO	MUY BUENA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Diciembre - 2011
PRODUCTO:	PERMAX 750 mic CELESTE

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado. Aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	1050 g/m ² ± 3%
ESPESOR :	750 mic ± 3%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 15.5 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 3.71 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 40 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 0.75%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 85-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros
GUÍA DE RESISTENCIA QUIMICA Y RAYOS U.V.	
ACIDOS / BASES/ METALES PESADOS / PETROLEO CRUDO	MUY BUENA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Enero - 2012
PRODUCTO:	PERMAX 750 mic

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado. Aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	960 g/m ² ± 3%
ESPESOR :	750 mic ± 3%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 15.5 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 3.71 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 40 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 0.75%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 85-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros
GUÍA DE RESISTENCIA QUIMICA Y RAYOS U.V.	
ACIDOS / BASES/ METALES PESADOS / PETROLEO CRUDO	MUY BUENA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Diciembre - 2011
PRODUCTO:	PERMAX 1000 mic

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado. Aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	1360 g/m ² ± 5%
ESPESOR :	1000 mic + 5%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 20.8 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 4.9 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 54 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 0.60%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 110-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros
GUÍA DE RESISTENCIA QUIMICA Y RAYOS U.V.	
ACIDOS / BASES/ METALES PESADOS / PETROLEO CRUDO	MUY BUENA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Diciembre - 2011
PRODUCTO:	PERMAX 1500 mic CELESTE

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado. Aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	2100 g/m ² ± 5%
ESPESOR :	1500 mic + 3%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 31.5 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 7.5 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 84 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 0.50%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 171-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros
GUÍA DE RESISTENCIA QUIMICA Y RAYOS U.V.	
ACIDOS / BASES/ METALES PESADOS	MUY BUENA
/ PETROLEO CRUDO	



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Diciembre - 2011
PRODUCTO:	PERMAX 1500 mic

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado. Aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	2000 g/m ² ± 5%
ESPESOR :	1500 mic + 3%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 31.5 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 7.5 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 84 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 0.50%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 171-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros
GUÍA DE RESISTENCIA QUIMICA Y RAYOS U.V.	
ACIDOS / BASES/ METALES PESADOS	MUY BUENA
/ PETROLEO CRUDO	



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Diciembre - 2011
PRODUCTO:	POOL LINER 1.5 mm AZUL

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado, sobre soporte de poliester de alta tenacidad; aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	2200 g/m ² ± 5%
ESPESOR :	1.5 mm + 3%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 41.2 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 13 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 101 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 0.40%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 202-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

FUENTE: PLASTIAZUAY (Geomembranas PERMAX PVC)

FECHA:	Diciembre - 2011
PRODUCTO:	POOL LINER 1.5 mm CELESTE

DESCRIPCIÓN:	Lamina de PVC plastificado, sobre soporte de poliester de alta tenacidad; aditivado con protectores U.V. y agentes microbicidas
PESO:	2200 g/m ² ± 5%
ESPESOR :	1.5 mm + 3%
GRAVEDAD ESPECIFICA:	ASTM D-792 1300 g/m ³
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	ASTM D-882 41.2 Kg/cm
ALARGAMIENTO A LA ROTURA:	ASTM D-882 300%
RESISTENCIA AL RASGADO:	ASTM -1004 13 Kg
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO:	ASTM -2582 101 Kg
ESTABILIDAD DIMENSIONAL	ASTM -1204 110°C- 5 minutos menor al 3%
VOLATILIDAD (PERDIDA MAXIMA)	ASTM 1203 0.40%
RESISTENCIA HIDROSTATICA:	ASTM D-794 202-PSI
TEMPERATURA DE TRABAJO:	Máximo 70°C
ESPECIFICACIONES PARA SELLADURAS	
RESISTENCIA AL DESPEGUE	ASTM D-413 2 Kg/cm
ANCHO DE MANTA	Multiplos de 1.4 metros



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

11.3. ANEXO 3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE GEOTEXTILES Geotextiles tejidos



ESPECIFICACIONES

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GEOTEXTILES TEJIDOS FORTEX - LAFAYETTE

PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	FORTEX			
			BX 30	BX 40	BX 60	BX 90
MECANICAS						
RESISTENCIA A LA TENSION METODO GRAB. (MD) ¹	ASTM D-4682	N	1416	573	2360	N.A.
		%	17.6	15.9	14.5	
RESISTENCIA A LA TENSION METODO GRAB. (TD) ²	ASTM D-4682	N	1321	1457	2851	N.A.
		%	18	5.2	14	
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO	ASTM D-4833	N	444	535	963	225
RESISTENCIA AL RASGADO TRAPEZOIDAL (MD) ¹	ASTM D-4533	N	529	625	846	658
RESISTENCIA AL RASGADO TRAPEZOIDAL (TD) ²	ASTM D-4533	N	505	612	987	1640
RESISTENCIA AL ESTALUDO MULLEN BURST	ASTM D-3786	Kpa	3920	4343	5660	>9000
RESISTENCIA A LA ROTURA TIRA ANCHA (MD) ¹	ASTM D-4595	KN/m	38.8	45.2	69	110
		%	145	129	124	12.6
RESISTENCIA A LA ROTURA TIRA ANCHA (TD) ²	ASTM D-4595	KN/m	33.1	43.9	86.2	120.4
		%	145	12.2	11.7	12.3
RESISTENCIA @ 2% DEFORMACION (MD /TD)	ASTM D-4595	KN/m	N.A.	8.8	14.8	20.9
			9.6	5	24.4	
RESISTENCIA @ 5% DEFORMACION (MD /TD)	ASTM D-4595	KN/m	N.A.	8.5	24.9	36.5
			8.6	26.6	39.9	
HIDRAULICAS						
TAMAÑO DE APERTURA APARENTE	ASTM D-4751	mm	0.22	0.42	0.42	0.42
PERMEABILIDAD	ASTM D-4491	cm/s	0.13	0.19	0.24	0.22
PERMITIVIDAD	ASTM D-4491	s ⁻¹	15	18	3.23	2.7
TASA DE FLUJO	ASTM D-4491	l/min/m ²	203	254	9650	6622
FISICAS						
TIPO DE POLIMERO			PET ³	PET	PET	PET
RESISTENCIA A TEMPERATURA (ABLANDAMIENTO)	ASTM D-276	°C	240	240	240	240
RESISTENCIA A UV (% DE RETENCION A 500 HORAS)	ASTM D-4355	%	75	80	80	80
PRESENTACION						
ANCHO X LARGO		medido	350 x 120			
AREA			420			
ANCHO X LARGO			385 x 120	380 x 120	385 x 120	385 x 120
AREA			462	456	462	462
ANCHO X LARGO			614 x 80	380 x 120	385 x 120	385 x 120
AREA			4912	456	462	462
FUNCIONES DEL GEOTEXTIL						
FILTRACION	AASHTO M 288					
SEPARACION	AASHTO M 289					
ESTABILIZACION	AASHTO M 290					
REFUERZO						

(1) MD Dirección de la máquina, a lo largo de los rollos.

(2) TD Dirección transversal, a través del largo de los rollos.

(3) Poliéster alta tenacidad

N.A.: No Aplica

Los resultados corresponden a valores Promedio de ensayos estadísticos. Estos resultados están sujetos a cambios de mejoramiento, sin notificación. El ancho puede variar en un rango de +/- 1% para fortex BX 30 y +/- 0.5% para fortex BX 40 - 60 - 90.

Estos productos son fabricados bajo lineamientos de un sistema de gestión de calidad que se ajustan a las especificaciones AASHTO Y ASTM D-4354 o INV. 908.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



ESPECIFICACIONES

TABLA DE VALORES PROMEDIOS GEOTEXTILES TEJIDOS DE POLIPROPILENO ESTABIUZADO



PROPIEDADES		NORMA	UNIDAD	GEOTEX			
				110	140	170	210
MECANICAS							
RESISTENCIA A LA ROTURA METODO TIRA ANCHA	L T	ASTM D-4595	KN/m	14	17	19	23
RESISTENCIA A LA ROTURA TIRA ANCHA - DEFORMACION	L T	ASTM D-4595	KN/m	13	15	15	15
RESISTENCIA A LA TENSION METODO GRAB		ASTM D-4632	N	650	830	1080	1400
RESISTENCIA AL RASGADO TRAPEZOIDAL		ASTM D-4533	N	225	250	380	410
RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO		ASTM D-4833	N	370	580	610	700
RESISTENCIA AL ESTALUDO MULLEN BURST		ASTM D-3786	Kpa	370	580	610	700
HIDRAULICAS							
PERMITIVIDAD		ASTM D-4491	s ⁻¹	0.9	0.25	0.21	0.14
FISICAS							
GRAMAJE TELA		INCONTEC 1999	gr/m ²	110	140	170	210
ESPESOR NOMINAL			mm	0.40	0.65	0.75	1.03
ANCHO DE TELA			cm	380	380	380	380
LONGITUD ROLLO			m	200	200	100	100



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Geotextiles no tejidos



ESPECIFICACIONES

TABLA DE VALORES PROMEDIOS GEOTEXTILES NO TEJIDOS DE POLIPROPILENO ESTABILIZADO



PROPIEDADES	PESO NOMINAL (gr/m ²)													
	NOMENCLATURA TRADICIONAL													
	MÉTODO DE ENSAYO	UNIDAD	140	145	150	170	220	280	320	380	420			
		NT 1600	NT 1600M	NT 1800	NT 2000	NT 3000	NT 4000	NT 5000	NT 6000	NT 7000				
		GF 5501	GF 5501M	GF 5502	GF 5503	GF 5504	GF 5505	GF 5506	GF 5507	GF 5508				
MECÁNICAS														
Resistencia a la Tracción "Grab"	ASTM D-4632	N	440	505	525	650	840	1155	1365	1575	1890			
Elongación a la Tracción "Grab"	ASTM D-4632	%	>65	>65	>65	>65	>65	>70	>70	>70	>70			
Resistencia al Reventado "Mullen"	ASTM D-3786	kPa	1265	1625	1665	1960	2320	2685	3410	3630	5080			
Resistencia a la Perforación	ASTM D-4833	N	250	271	280	375	480	650	735	860	1100			
Resistencia al Desgarre Trapezoidal	ASTM D-4533	N	210	240	250	290	335	450	555	615	855			
HIDRÁULICAS														
Permeabilidad Normal	ASTM D-4491	cm/sec	0.5	0.5	0.45	0.45	0.45	0.4	0.3	0.3	0.3			
Permisividad	ASTM D-4491	sec ⁻¹	3.3	3.3	2.8	2.1	1.9	1.6	0.9	0.7	0.7			
Tamaño de Abertura Aparente (AOS)	ASTM D-4751	mm	0.25	0.25	0.18	0.15	0.15	0.125	0.125	0.125	0.125			
FÍSICAS														
Espesor Nominal	ASTM D-5199	mm	15	15	16	21	25	27	29	33	35			
Resistencia a los Rayos Ultravioleta	ASTM D-4355	%@hrs	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500			
Ancho del Rollo		m	Desde 4.00 m..... hasta 6.00 m											
Largo del Rollo		m	200	200	200	150	150	120	100	100	100			
Área		m ²	800	800	800	600	600	480	480	400	400			



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

TABLA DE VALORES PROMEDIOS GEOTEXTILES NO TEJIDOS DE POLIESTER PARA REPAVIMENTACION



PROPIEDADES	MÉTODO DE ENSAYO	UNIDAD	ASPHALT A	ASPHALT B
MECÁNICAS				
Resistencia a la Tracción "Grab"	ASTM D-4632	N	460	535
Elongación a la Tracción "Grab"	ASTM D-4632	%	>50	>50
Resistencia al Reventado "Mullen"	ASTM D-3786	kPa	1125	1490
Resistencia a la Perforación	ASTM D-4833	N	240	270
Resistencia al Desgarre Trapezoidal	ASTM D-4533	N	180	195
HIDRÁULICAS				
Permeabilidad Normal	ASTM D-4491	cm/sec	0.45	0.40
Permisividad	ASTM D-4491	sec-l	3.2	2.6
Tamaño de Abertura Aparente (AOS)	ASTM D-4751	mm	0.21	0.21
Retención de Asfalto	TEXAS DOT 3099	l/m ²	0.90	1.05
FÍSICAS				
Punto de fusión	ASTM D-276	°C	150/220	150/220
Espesor Nominal	ASTM D-5199	mm	1.40	1.55
Resistencia a los Rayos Ultravioleta	ASTM D-4355	%@hrs	70/500	70/500
Ancho del Rollo		m	4.0	4.0
Largo del Rollo		m	100	100
Area		m ²	400	400
PESO NOMINAL (gr/m²)			150	160